

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

**CARRERA:
INGENIERÍA CIVIL**

**Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL**

**TEMA:
DISEÑO DEFINITIVO DE LA VÍA CAMINO REAL Y LA LINDERA, II
ETAPA UBICADA EN LA PROVINCIA DE COTOPAXI, CANTÓN
SALCEDO PARROQUIA SAN ANTONIO JOSÉ HOLGUÍN.**

**AUTOR:
HERNÁN FABRICIO CÓRDOVA ASHQUI**

**TUTOR:
HUGO FLORENCIO TORRES MERINO**

Quito, septiembre de 2018

CESIÓN DE DERECHOS DEL AUTOR

Yo, Hernán Fabricio Córdova Ashqui con documento de identificación N° 1803456209, manifiesto mi voluntad y cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del trabajo de titulación intitulado: DISEÑO DEFINITIVO DE LA VÍA CAMINO REAL Y LA LINDERA, II ETAPA UBICADA EN LA PROVINCIA DE COTOPAXI, CANTÓN SALCEDO PARROQUIA SAN ANTONIO JOSÉ HOLGUÍN, mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en mi condición de autor me reservo los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribo este documento en el momento que hago entrega del trabajo final en formato impreso y digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

A handwritten signature in blue ink, appearing to read "Fabricio Cordova", is written over a horizontal dashed line.


Cordova Ashqui Hernán Fabricio
1803456209

Quito, septiembre del 2018

DECLARATORIA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR

Yo declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el proyecto técnico, DISEÑO DEFINITIVO DE LA VÍA CAMINO REAL Y LA LINDERA, II ETAPA UBICADA EN LA PROVINCIA DE COTOPAXI, CANTÓN SALCEDO PARROQUIA SAN ANTONIO JOSÉ HOLGUÍN, realizado por Hernán Fabricio Córdova Ashqui, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerados como trabajo final de titulación.

Quito, septiembre de 2018



Hugo Florencio Torres Merino
Cédula de identidad: 1714771977

ÍNDICE DE CONTENIDOS

1. ANTECEDENTES.....	1
1.1. Planteamiento del problema.....	1
1.2. Justificación.....	1
1.3. Delimitación.....	2
1.4. Importancia.	3
1.5. Propuesta de intervención y beneficiarios.....	3
1.6. Objetivos.	3
1.6.1. Objetivo General.	3
1.6.2. Objetivos Específicos.....	4
1.7. Localización general del proyecto.	4
1.7.1. Limites.	4
1.8. Transporte.	5
CAPÍTULO 2.....	6
2. TOPOGRAFÍA.	6
2.1. Antecedentes.	6
2.2. Tipo de terreno.	6
2.3. Sistema de coordenadas.	8

2.4.	Ubicación del proyecto.	8
2.5.	Hitos.	9
CAPÍTULO 3		13
3.	ESTUDIO DE TRÁFICO.	13
3.1.	Antecedentes.	13
3.2.	Alcance.....	13
3.3.	Metodología empleada.	14
3.4.	Estaciones de conteo.	14
3.5.	Tráfico promedio diario anual (TPDA).....	15
3.5.1.	Análisis del TPDA de acuerdo al tipo de vehículo.	16
3.6.	Proyección del tráfico actual.....	21
3.6.1.	TPDA proyectado.....	23
3.7.	Asignación tráfico.....	25
3.8.	Determinación de la clase de vía de acuerdo al tráfico.....	26
3.9.	Cálculo de los ejes equivalentes por el método AASHTO.	27
3.9.1.	Cálculo de ejes equivalentes para pavimento flexible aplicando el método AASHTO para un periodo de 20 años.	28
3.9.2.	Cálculo de ejes equivalentes para pavimento flexible aplicando el método AASHTO simplificado para un periodo de 20 años.	32

CAPÍTULO 4	37
4. ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO	37
4.1. Localización del proyecto.	37
4.1. Condiciones climáticas.....	37
4.1.1. Precipitación.....	38
4.1.2. Temperatura.	40
4.1.3. Humedad relativa.	40
4.1.4. Nubosidad.	41
4.1.5. Velocidad del Viento.....	42
4.2. Geomorfología.	43
4.3. Tectónica y estructura geológica.....	43
4.4. Riesgos naturales.....	44
4.4.1. Susceptibilidad a inundaciones.	44
4.4.2. Susceptibilidad sísmica.	45
4.5. Propiedades físicas de la sub-rasante.	47
4.5.1. Clasificación de suelos AASHTO.....	48
4.5.2. Clasificación de suelos SUCS.....	49
4.5.3. Perfil estratigráfico.....	50
4.5.4. Nivel freático.....	53
4.5.5. California Bearing Ratio (CBR).	53
4.6. Diseño de la estructura vial (Pavimento flexible).....	54
4.6.1. Subrasante.	55

4.6.2. Material de mejoramiento.	55
4.6.3. Material de sub-base.	56
4.6.4. Material de base.	57
4.7. Fuente del material pétreo.	60
4.7.1. Localización de la mina.	60
4.7.2. Calificación de los materiales de la mina.	61
CAPÍTULO 5	64
5. DISEÑO DE PAVIMENTO	64
5.1. Generalidades.	64
5.2. Diseño de pavimento por el método AASHTO 1993.	64
5.2.1. Pavimento flexible.	64
5.2.2. Determinación de los espesores de cada capa.	77
5.2.3. Espesores mínimos en función del SN.	79
CAPÍTULO 6	88
6. DISEÑO GEOMÉTRICO DE LA VÍA	88
6.1. Generalidades.	88
6.2. Descripción actual de las vías.	89
6.3. Criterios de diseño de las vías.	90
6.4. Velocidad de diseño.	90

6.5.	Velocidad de circulación.....	93
6.6.	Diseño horizontal.	94
6.6.1.	Curvas circulares.....	95
6.6.2.	Peralte de curvas (e).....	96
6.6.3.	Coeficiente de fricción lateral (f).	96
6.6.4.	Radio mínimo de curvatura horizontal (R).	98
6.6.5.	Transición del peralte.....	99
6.6.6.	Sobre ancho en las curvas.	103
6.6.7.	Factores de seguridad de circulación vehicular.	107
6.7.	Diseño vertical.	119
6.7.1.	Gradientes.	119
6.7.2.	Curvas verticales.	121
6.8.	Sección transversal.....	125
6.8.1.	Calzada.....	126
6.8.2.	Espaldones.	127
6.8.3.	Taludes.	128
6.9.	Movimiento de tierra.....	130
6.9.1.	Diagrama de masas.	131
CAPÍTULO 7.....		134
7.	DISEÑO HIDRÁULICO	134
7.1.	Alcance.....	134

7.2.	Información utilizada.	134
7.3.	Funciones de las obras de drenaje.	135
7.4.	Drenaje longitudinal.	135
7.5.	Drenaje transversal.	136
7.6.	Dimensionamiento de las obras de drenaje.	136
7.6.1.	Intensidad de precipitación para un periodo de retorno.	136
7.6.2.	Coeficiente de escorrentía (c).	143
7.6.3.	Diseño hidráulico.	144
7.6.4.	Diseño de obras de drenaje.	147
CAPÍTULO 8		198
8.	SEÑALIZACIÓN	198
8.1.	Señalización horizontal.	198
8.1.1.	Funciones de la señalización horizontal.	199
8.1.2.	Clasificación.	199
8.1.3.	Distancia de visibilidad de rebasamiento en una curva horizontal.	209
8.2.	Señalización vertical.	210
8.2.1.	Clasificación de señales verticales.	211
8.2.2.	Colocación lateral y altura.	217
8.3.	Reductores de velocidad.	219
8.4.	Especificaciones técnicas y normativas INEN.	221

8.5.	Materiales a ser utilizados en la señalización horizontal y vertical.	223
8.5.1.	Cálculo del rendimiento de la pintura para la señalización horizontal y vertical.....	224
CAPÍTULO 9		226
9.	EVALUACIÓN AMBIENTAL	226
9.1.	Antecedentes.	226
9.2.	Diagnóstico de la situación.	226
9.2.1.	Área de influencia socio económica.	227
9.3.	Ubicación de la escombrera.	227
9.4.	Caracterización ambiental.....	227
9.4.1.	Sistema abiótico.	228
9.4.2.	Sistema biótico.....	237
9.4.3.	Medio antrópico.	241
9.5.	Identificación de impactos ambientales.	247
9.5.1.	Evaluación de los impactos ambientales.....	249
9.6.	Plan de manejo ambiental.	254
9.6.1.	Plan de prevención, mitigación y remediación de impactos	255
9.6.2.	Seguimiento y monitoreo.	266
9.7.	Tabla resumen medidas del PMA.	268
9.8.	Costos ambientales.....	270

CAPÍTULO 10.....	273
10. ANÁLISIS DE COSTO Y PRESUPUESTO.....	273
10.1. Presupuesto de obra.....	273
10.1.1. Cantidades de obra.	273
10.2. Análisis de precios unitarios.	278
10.3. Cronograma valorado de ejecución.....	280
10.4. Cálculo de los beneficios valorados.	280
10.5. Evaluación económica financiera.	284
10.5.1. Mantenimiento vial.	284
10.5.2. Valor Actual Neto (VAN).....	285
10.5.3. Tasa Interna de Retorno (TIR).	286
10.5.4. Beneficio / Costo (B/C).....	287
CAPÍTULO 11.....	290
11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	290
11.1. Conclusiones.	290
11.2. Recomendaciones.....	291
REFERENCIAS.....	293

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coordenadas de BMs vía Camino Real.	10
Tabla 2. Coordenadas de BMs vía La Lindera, II etapa.	10
Tabla 3. Clasificación vehicular.	16
Tabla 4. Cuantificación y clasificación vehicular de la vía La Lindera, II etapa.	17
Tabla 5. Cuantificación y clasificación vehicular de la vía Camino Real.	17
Tabla 6. Cuantificación y porcentaje de vehículos asignados a la vía la Lindera, II etapa.	18
Tabla 7. Cuantificación y porcentaje de vehículos asignados a la vía Camino Real.	19
Tabla 8. Factores de incidencia en el aforo vehicular.	19
Tabla 9. Valores del TPDA al 2017, según el tipo de vehículo asignado a la vía.	21
Tabla 10. Tasa de crecimiento vehicular propuesta por el MOP.	22
Tabla 11. Valores de TPDA proyectados.	23
Tabla 12. Valores del tránsito de diseño según el tipo de vehículo.	26
Tabla 13. Clasificación de carreteras en función del TPDA según el MOP	26
Tabla 14. Clasificación del tipo de vía en base a su función y su relación con el TPDA	27
Tabla 15. Cálculo de ejes equivalentes método AASHTO	30
Tabla 16. Determinación del Factor de dirección.	31
Tabla 17. Factor de distribución por carril.	32
Tabla 18. Formulas simplificadas para el cálculo del factor de equivalencia de carga por cada tipo de eje	33
Tabla 19. Cálculo de ejes equivalentes método AASHTO simplificado	35
Tabla 20. Características generales de la estación M127 Píllaro	38
Tabla 21. Clasificación del suelo de acuerdo al valor del CBR	53

Tabla 22. Valores del CBR obtenidos.	54
Tabla 23. Granulometría de las diferentes clases de sub-base	57
Tabla 24. Límites granulométricos de la base clase 1	58
Tabla 25. Límites granulométricos de la base clase 2	59
Tabla 26. Límites granulométricos de la base clase 3	59
Tabla 27. Límites granulométricos de la base clase 4	60
Tabla 28. Límites granulométricos Base Clase 4	61
Tabla 29. Abrasión de la Base Clase 4	62
Tabla 30. Límites granulométricos Sub base Clase 3	62
Tabla 31. Abrasión de la Sub base Clase 3	63
Tabla 32. Niveles de confiabilidad para varios tipos de carreteras	66
Tabla 33. Valores de la desviación normal estándar en función de la confiabilidad.	66
Tabla 34. Valores de Error normal combinado para pavimentos flexibles.	67
Tabla 35. Índices recomendados de serviciabilidad Pt	68
Tabla 36. Calidad de drenaje	69
Tabla 37. Coeficientes de drenaje recomendados	71
Tabla 38. Criterios de control de calidad de mezclas asfálticas	75
Tabla 39. Espesores mínimos recomendados por la AASHTO en función de los ESALS	78
Tabla 40. Descripción del estado actual de la vía Camino real	89
Tabla 41. Descripción del estado actual de la vía La Lindera II etapa.	89
Tabla 42. Velocidades de diseño en función de la categoría de la carrera y el tipo de terreno.	91
Tabla 43. Velocidades de diseño en función de la categoría de la carrera y el tipo de terreno.	92

Tabla 44. Relaciones entre velocidades de circulación y de diseño	94
Tabla 45. Límites permisibles del coeficiente de fricción.	97
Tabla 46. Radios mínimos de curva en función del peralte (e) y del coeficiente de fricción lateral (f)	99
Tabla 47. Gradiente longitudinal recomendada para el desarrollo del peralte.	101
Tabla 48. Valores recomendados de longitud de transición en función del peralte máximo.	103
Tabla 49. Vehículo representativo de la vía.	105
Tabla 50. Distancia de visibilidad mínima de parada de un vehículo Criterio de diseño Pavimentos mojados y gradiente horizontal 0%	110
Tabla 51. Elementos de la distancia de visibilidad para rebasamiento en condiciones de seguridad.	115
Tabla 52. Distancias mínimas de visibilidad y velocidades de los vehículos rebasados y rebasante	115
Tabla 53. Valores de diseño de las distancias de visibilidad mínimas para el rebasamiento de un vehículo.	118
Tabla 54. Gradientes máximas recomendadas	120
Tabla 55. Coeficiente k mínimo en función de la velocidad de diseño para curvas convexas.	122
Tabla 56. Coeficiente k mínimo de acuerdo al tipo de vía para curvas convexas.	123
Tabla 57. Coeficiente k mínimo en función de la velocidad de diseño para curvas cóncavas.	124
Tabla 58. Coeficiente k mínimo de acuerdo al tipo de vía para curvas cóncavas.	125
Tabla 59. Valores de ancho de calzada	127
Tabla 60. Valores de ancho de espaldones.	128

Tabla 61. Valores recomendables en el diseño de taludes en terrenos planos	129
Tabla 62. Periodos de retorno de diseño en obras de drenaje vial.	138
Tabla 63. Ecuaciones representativas de la zona.	140
Tabla 64. Intensidades máximas en 24 horas para varios periodos de retorno.	140
Tabla 65. Coeficientes de escorrentía.	143
Tabla 66. Coeficientes de rugosidad n de Manning,	149
Tabla 67. Diseño hidráulico de la cuneta correspondiente a la vía la Lindera II etapa.	157
Tabla 68. Diseño hidráulico de la cuneta correspondiente a la vía el Camino Real.	158
Tabla 69. Tendencias a las crecidas en función del Kc	162
Tabla 70. Capacidad de drenaje de la cuenca.	164
Tabla 71. Clasificación del terreno en función de su pendiente	165
Tabla 72. Características físicas morfométricas de la micro cuenca quebrada Chillagil.	167
Tabla 73. Características físicas morfométricas de la micro cuenca quebrada Sánchez.	168
Tabla 74. Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional.	170
Tabla 75. Coeficiente de escorrentía para la micro cuenca quebrada Chillagil.	172
Tabla 76. Coeficiente de escorrentía para la micro cuenca quebrada Sánchez.	172
Tabla 77. Velocidades máximas permisibles a la salida de la alcantarilla.	177
Tabla 78. Coeficientes de rugosidad de Manning usados en alcantarillas.	181
Tabla 79. Relación señalización línea de separación de circulación opuesta segmentada.	200
Tabla 80. Distancia de rebasamiento mínimo.	209
Tabla 81. Categorización del uso potencial del suelo.	233

Tabla 82. Descripción de la intervención atópica de la parroquia Antonio José Holguín	239
Tabla 83. Distribución rural y urbana de la parroquia Antonio José Holguín	242
Tabla 84. Actividades a ejecutarse en el proyecto.	248
Tabla 85. Valores asignados al riesgo del impacto	252
Tabla 86. Rangos de comparación para Importancia y Magnitud	253
Tabla 87. Criterios y valores para categorizar la Severidad del impacto	254
Tabla 88. Plan de Prevención y Mitigación de Impactos en el suelo	256
Tabla 89. Plan de Prevención y Mitigación de Impactos en el aire	257
Tabla 90. Plan de Prevención y Mitigación de Impactos del agua	258
Tabla 91. Plan de Manejo de Desechos	259
Tabla 92. Plan de Seguridad y Salud Ocupacional	260
Tabla 93. Plan de Seguridad	260
Tabla 94. Plan de contingencia	261
Tabla 95. Plan de Rehabilitación	261
Tabla 96. Plan de Cierre, Abandono y Entrega del Área	262
Tabla 97. Matriz de Leopold.	263
Tabla 98. Plan de Comunicación, Capacitación y Educación Ambiental	266
Tabla 99. Plan de Monitoreo y Seguimiento	267
Tabla 100. Organigrama del estudio de impacto ambiental	268
Tabla 101. Costos ambientales	270
Tabla 102. Cantidades de obra	274
Tabla 103. Presupuesto	279
Tabla 104. Cálculo Beneficio uso de Combustible vehicular al año.	281
Tabla 105. Cálculo Beneficio Cambios Lubricantes al año.	282

Tabla 106. Cálculo Beneficio Cambio de neumáticos de los vehículos al año	282
Tabla 107. Cálculo Beneficio Cambio de los amortiguadores de los vehículos al año.	283
Tabla 108. Cálculo Beneficios Cambio de Sistema de Frenos los vehículos al año.	283
Tabla 109. Cálculo Beneficio Valorado Transporte de los Productos al año.	284
Tabla 110. Cronograma y costos por mantenimiento vial	284
Tabla 111. Flujo de caja	289

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Límites políticos de la parroquia Antonio José Holguín.	5
Figura 2. Ubicación del proyecto.	9
Figura 3. Ubicación del BMS en la vía la Lindera, II etapa.	11
Figura 4. Ubicación del BMS en la vía el camino Real.	12
Figura 5. Ubicación del proyecto y estaciones de conteo.	15
Figura 6. Localización de la parroquia Antonio José Holguín.	37
Figura 7. Clima de la parroquia Antonio José Holguín.	38
Figura 8. Precipitación media mensual estación M127 Píllaro.	39
Figura 9. Precipitación media anual estación M127 Píllaro.	39
Figura 10. Temperatura mensual estación M127 Píllaro.	40
Figura 11. Humedad relativa estación M127 Píllaro.	41
Figura 12. Nubosidad mensual estación M127 Píllaro.	42
Figura 13. Velocidad y dirección del viento M127 Píllaro.	43
Figura 14. Estructura geológica y geotécnica de la parroquia Antonio José Holguín.	44
Figura 15. Susceptibilidad a inundaciones del Ecuador.	45
Figura 16. Riesgo volcánico que presenta la parroquia Antonio José Holguín	46
Figura 17. Susceptibilidad sísmica del Ecuador	47
Figura 18. Perfil estratigráfico de la vía la Lindera, II etapa	51
Figura 19. Perfil estratigráfico de la vía Camino Real	52
Figura 20. Localización y ruta de la mina Mulaló San Ramón	60
Figura 21. Granulometría del material correspondiente a la base clase 4	62
Figura 22. Granulometría del material correspondiente a la sub base clase 3	63
Figura 23. Abaco correspondiente a los parámetros de resistencia del mejoramiento.	

	73
Figura 24. Abaco correspondiente a los parámetros de resistencia del mejoramiento.	
	74
Figura 25. Abaco correspondiente a los parámetros de resistencia del mejoramiento.	
	75
Figura 26. Abaco correspondiente al	76
Figura 27. Cálculo del número estructural AASHTO 1993	77
Figura 28. Procedimiento para determinar espesores mínimos de capas granulares no tratadas.	80
Figura 29. Cálculo del número estructural de la base.	82
Figura 30. Cálculo del número estructural de la sub base.	83
Figura 31. Cálculo del número estructural del mejoramiento.	84
Figura 32. Espesores de las capas granulares y de la carpeta asfáltica	85
Figura 33. Espesores definitivos de las capas granulares y de la carpeta asfáltica	86
Figura 34. Elementos geométricos que conforman una curva circular simple	95
Figura 35. Elementos geométricos que conforman una curva circular simple	100
Figura 36. Sobre ancho en las curvas vehículos rígidos.	104
Figura 37. Elementos geométricos que conforman la transición del sobre ancho	107
Figura 38. Distancia de visibilidad de parada.	108
Figura 39. Distancia de visibilidad de adelantamiento en carreteras de 2 carriles dos sentidos	111
Figura 40. Elementos geométricos que integran la sección transversal típica.	126
Figura 41. Tipos de taludes que se presenten en las secciones transversales.	128
Figura 42. Tipos de taludes que se presenten en las secciones transversales.	129
Figura 43. Prismoide en carreteras	130

Figura 44. Diagrama de masas vía Camino Real	132
Figura 45. Diagrama de masas vía Camino Real	132
Figura 46. Mapa de intensidades máximas en 24 horas para diferente periodo de retorno	140
Figura 47. Mapa de isolíneas de intensidades de precipitación máximas en 24 horas para un periodo de retorno de 25 años	141
Figura 48. Mapa de isolíneas de intensidades de precipitación máximas en 10 minutos para un periodo de retorno de 25 años	142
Figura 49. Tramo de carretera en relleno o terraplén	145
Figura 50. Tramo de carretera en relleno o terraplén	150
Figura 51. Sección típica transversal de cunetas triangulares.	151
Figura 52. Cálculo de las variables de diseño cunetas triangulares.	153
Figura 53. Cálculo del tirante critico	154
Figura 54. Cálculo del caudal que pude transportar la cuneta.	156
Figura 55. Dimensiones mínimas de la cuneta triangular.	159
Figura 56. Mapa de cuencas hidrográficas	160
Figura 57. Mapa usos de las micro cuencas hidrográficas.	171
Figura 58. Cálculo de caudal a flujo lleno.	182
Figura 59. Cálculo de la relación de llenado y de velocidad mediante el monograma de Thorman.	183
Figura 60. Dimensionamiento hidráulico de la alcantarilla en función de la relación de llenado.	184
Figura 61. Elementos de una alcantarilla.	185
Figura 62. Secciones típicas de cabezal tipo cajón.	186
Figura 63. Detalles de protección a la entrada y salida de las alcantarillas.	186

Figura 64. Tipos de muros de cabecera	188
Figura 65. Control a la entrada de la alcantarilla si $He \leq 1.2D$	189
Figura 66. Control a la entrada de la alcantarilla si $He > 1.25D$	190
Figura 67. Control a la salida de la alcantarilla si $He > 0.75D$	192
Figura 68. Control a la salida de la alcantarilla si $He < 0.75D$	193
Figura 69. Patrón de líneas segmentadas de circulación.	201
Figura 70. Patrón de doble línea continua de circulación.	202
Figura 71. Patrón de doble línea mixta continua y mixta.	202
Figura 72. Líneas de separación de carriles en una vía unidireccional.	203
Figura 73. Línea de pare en intersección con señal de pare para una vía de doble sentido.	205
Figura 74. Línea de ceda el paso en una vía bidireccional.	206
Figura 75. Línea de detención en una vía bidireccional.	206
Figura 76. Línea de paso peatonal.	207
Figura 77. Símbolos y leyendas.	208
Figura 78. Elementos que componen la señalización horizontal.	208
Figura 79. Esquema de zonas de no rebasar y de la distancia de visibilidad en una curva horizontal.	210
Figura 80. Señal de prioridad de paso Pare y sus dimensiones establecida por el reglamento.	212
Figura 81. Señal de prioridad de paso de Ceda el paso y sus dimensiones establecida por el reglamento.	212
Figura 82. Señal de dirección doble vías y sus dimensiones establecida por el reglamento.	213
Figura 83. Señal de velocidad máxima permitida en la vía.	214

Figura 84. Señal preventiva del sentido de curvas horizontales.	215
Figura 85. Señal preventiva de obstáculos presentes en la vía.	215
Figura 86. Señal de nombres de calles y avenidas.	216
Figura 87. Señales de advertencia de trabajos en la vía.	217
Figura 88. Dimensiones mínimas de colocación lateral y altura de las señales verticales.	219
Figura 89. Esquema y dimensiones mínimas de un reductor de velocidad.	221
Figura 90. Evaporación media mensual multianual estación M127 Píllaro.	230
Figura 91. Heliofanía media mensual estación M127 Píllaro.	231
Figura 92. Esquema y dimensiones mínimas de un reductor de velocidad.	232
Figura 93. Uso actual del suelo y formaciones vegetales	233
Figura 94. Mapa de Microcuencas Hidrográficas del cantón Salcedo	235
Figura 95. Mapa de suelos del cantón Salcedo	236
Figura 96. Intervención atropica de la parroquia Antonio José Holguín	239
Figura 97. Descripción poblacional de la Parroquia	243
Figura 98. Comportamiento poblacional	244
Figura 99. Enfermedades más comunes que aquejan a la población	246

RESUMEN

El GAD parroquial Antonio José Holguín preocupado por la problemática que atraviesa la red vial del sector, emprendió la tarea de identificar las deficiencias que esta presenta, mediante estudios de ingeniería vial definitivos solicitados a la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica Salesiana con la finalidad de obtener los documentos técnicos, planos, informes y cantidades de obra, que permitan contratar la rehabilitación y mejoramiento de las vías para mejorar el flujo vehicular del transporte pesado y liviano. Las vías que conforman este estudio son Camino Real con una longitud de 1.8 km, la cual comienza desde la intersección con la calle la Lindera hasta la calle 9 de octubre y vía La Lindera, II etapa que tiene una longitud de 1.8 km de trayecto, la cual comienza en el cementerio del sector hasta la intersección con la Panamericana sur. Por lo tanto, con el desarrollo de este proyecto se obtendrá un ahorro en el costo de operación y mantenimiento de los vehículos y un menor tiempo de viaje de los usuarios, y lo más importante del presente proyecto es la utilización de dichas vías para unir tanto la Panamericana sur con la calle La Lindera, II etapa y la provincia de Tungurahua a través del Camino real.

La ubicación del proyecto está en la parte Sur Este de la provincia de Cotopaxi, Cantón Salcedo, en las cercanías de la laguna de Yambo en la Parroquia Antonio José Holguín. Se planteó el diseño geométrico, estructural e hidráulico de las vías Camino Real y la Lindera, II etapa el cual debe cumplir con todas las normativas vigentes para tener un diseño óptimo de estas, las mismas que ayudarán a fomentar el desarrollo socio – económico del sector ya que es una zona agrícola y ganadera por excelencia.

ABSTRACT

The parish GAD Antonio José Holguín concerned about the problem that crosses the road network in the sector, undertook the task of identifying gaps that this presents through studies of road engineering duties requested of the career of Civil Engineering of the Salesian Polytechnic University with the aim of technical documents, plans, reports and quantities of work, which allow it to acquire the rehabilitation and improvement of the ways to improve traffic flow of transport heavy and light. Tracks that make up this study are Camino Real with a length of 1.8 km, which starts from the intersection with La Lindera until 9 Octubre street and via La Lindera, II stage that has a length of 1.8 km of trail, which starts in the cemetery of the sector until the intersection with the Pan-American South. Therefore, with the development of this project will provide a saving in the cost of operation and maintenance of vehicles and a lower travel time for users, and the most important thing of this project is the use of these pathways to unite both the Pan American south with the street La Lindera, II stage and the province of Tungurahua through the Camino Real.

The location of the project is in the South East part of the province of Cotopaxi, Canton Salcedo, in the vicinity of Laguna de Yambo in the parish Antonio José Holguín. It raised the geometric design, structural and hydraulic of the Camino Real and La Lindera, II stage which must comply with all the regulations in force in order to have an optimal design of these, which will help to foster the socio - economic development of the sector as it is an agricultural zone par excellence.

Capítulo 1

1. Antecedentes

1.1. Planteamiento del problema.

El GAD parroquial Antonio José Holguín preocupado por la problemática que atraviesa la red vial del sector, emprendió la tarea de identificar las deficiencias que esta presenta, mediante estudios de ingeniería vial definitivos solicitados a la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica Salesiana con la finalidad de obtener los documentos técnicos, planos, informes y cantidades de obra, que permitan contratar la rehabilitación y mejoramiento de las vías para mejorar el flujo vehicular del transporte pesado y liviano.

Las vías que conforman este estudio son Camino Real con una longitud de 1.8 km, la cual comienza desde la intersección con la calle la Lindera hasta la calle 9 de octubre y vía La Lindera, II etapa que tiene una longitud de 1.8 km de trayecto, la cual comienza en el cementerio del sector hasta la intersección con la Panamericana sur.

El diseño del mejoramiento vial, se realizará mediante diferentes estudios que deberán cumplir con normas y especificaciones, para que el proyecto se mantenga en condiciones óptimas durante toda su vida útil.

1.2. Justificación.

El transporte terrestre constituye un componente fundamental para el desarrollo de los pueblos. Al ampliar, mejorar o rehabilitar una vía de transporte a más de aumentar la red vial Provincial, Cantonal y Parroquial, provoca beneficios para la población en general; ya que facilita la comunicación necesaria para el desarrollo de las comunidades, permite

el normal flujo vehicular, dando mayor fluidez a la circulación del transporte pesado y liviano.

La calidad de servicio de las vías se los podría calificar como regular, toda vez que, por el mal estado de la calzada, los vehículos que transportan a la población lo realizan con maniobras y movimientos bruscos sin dar comodidad y seguridad necesaria a los usuarios, a esto se suma que, en las épocas de invierno, en las vías se acumula material erosionado por las lluvias, dificultando la circulación de los vehículos, ocasionando pérdidas económicas al costo de operación de los vehículos.

Por lo tanto, con el desarrollo de este proyecto se obtendrá un ahorro en el costo de operación y mantenimiento de los vehículos y un menor tiempo de viaje de los usuarios, y lo más importante del presente proyecto es la utilización de dichas vías para unir tanto la Panamericana sur con la calle La Lindera, II etapa y la provincia de Tungurahua a través del Camino real.

Estas ventajas, constituyen un estímulo muy importante para mejorar las carreteras, y de esta manera contribuir al desarrollo de la Parroquia, los beneficiarios serán los habitantes del área de estudio, así como también a los usuarios ocasionales de las vías.

1.3. Delimitación.

La elaboración de este proyecto tiene la finalidad de la obtención del título de Ingeniero Civil en la Universidad Politécnica Salesiana, y con el objeto de elaborar el diseño de ingeniería vial definitiva que permita contratar la rehabilitación y mejoramiento de las vías Camino Real y la Lindera, II etapa a través del GAD parroquial Antonio José Holguín.

1.4. Importancia.

Mejorar el flujo vehicular del transporte pesado y liviano, impulsar el desarrollo de la zona, además de obtener un ahorro tanto en el costo de operación de los vehículos, como en el tiempo de viaje de los usuarios así como también lograr uniformidad en las características geométricas de las vías existentes, tal que promueva al conductor a circular sin excesivas fluctuaciones de velocidad, en condiciones de seguridad y comodidad, reduciendo al mínimo la recurrencia de accidentes, tanto en la etapa de rehabilitación, cuanto en la operación es la prioridad que se busca alcanzar en el presente proyecto.

1.5. Propuesta de intervención y beneficiarios.

Se plantea el diseño geométrico, estructural e hidráulico de las vías Camino Real y la Lindera, II etapa el cual debe cumplir con todas las normativas vigentes para tener un diseño óptimo de estas, las mismas que ayudarán a fomentar el desarrollo socio – económico del sector ya que es una zona agrícola y ganadera por excelencia, así como también los barrios:

- Antonio José Holguín centro
- Chasualó
- Barrio Nuevo
- Virgen de Guadalupe
- Guantojaló

1.6. Objetivos.

1.6.1. Objetivo General.

Elaborar una Propuesta de Mejoramiento Vial para las vías La Lindera, II etapa y

Camino Real ubicada en la Provincia de Cotopaxi, Cantón Salcedo Parroquia San Antonio José Holguín.

1.6.2. Objetivos Específicos.

Elaborar el diseño geométrico horizontal y vertical.

Realizar el Diseño estructural de las vías.

Elaborar el Diseño Hidráulico.

Elaborar el presupuesto, APUS y Cronograma de actividades.

Realizar la evaluación técnico económico

1.7. Localización general del proyecto.

La ubicación del proyecto está en la parte Sur Este de la provincia de Cotopaxi, Cantón Salcedo, en las cercanías de la laguna de Yambo en la Parroquia Antonio José Holguín con las siguientes coordenadas geográficas:

Latitud: 1°05'58.30" S; Longitud: 78°36'28.7" W (UTM PSAD 56)

Norte: 98808284; Sur: 766394.25 y Altitud: 2747.5 msnm (UTM -WGS 84 SIRGAS)

1.7.1. Límites.

Al Norte: Cantón Latacunga y Pujilí.

Al Sur: Cantón Ambato.

Al Este: Cantón Pillaro.

Al Oeste: Cantón Salcedo

Límites Cantonales.

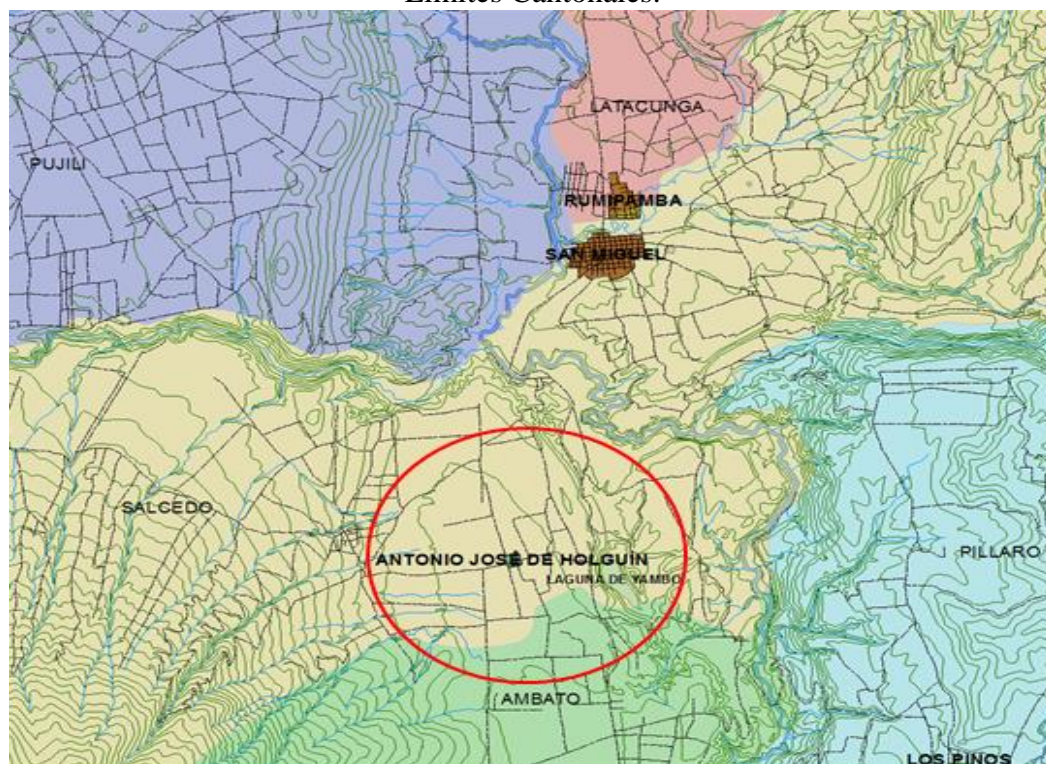


Figura 1. Límites políticos de la parroquia Antonio José Holguín.

Fuente: IGM 2017; Elaborado por: Autor

1.8. Transporte.

El ingreso al sitio de estudio se lo realiza a través de la cooperativa de transporte Salcedo el cual realiza turnos en intervalos de una hora iniciando desde las 6:00 am hasta las 20:00 pm.

La siguiente opción es el alquiler de camionetas de diferentes cooperativas que prestan sus servicios desde la entrada de la parroquia en la panamericana sur las cuales conectan con parroquias aledañas.

Capítulo 2

2. Topografía.

2.1. Antecedentes.

Dentro de la elaboración del diseño vial, el estudio topográfico y los planos de la superficie permiten el diseño de la implantación de las vías sobre el terreno y la elaboración de los planos que constituyen un factor determinante en la asignación de los valores del diseño vía, así como también la determinación del volumen de movimiento de tierras que es fundamental para la evaluación económica del diseño vial.

Para la ejecución del proyecto, el levantamiento topográfico fue proporcionado por el GAD Parroquial San Antonio José Holguín que se encuentra ubicado en la zona 16 mediante el sistema de coordenadas (UTM -WGS 84 SIRGAS).

2.2. Tipo de terreno.

La pendiente longitudinal y transversal del terreno son las inclinaciones naturales del terreno, medidas en el sentido longitudinal y transversal del eje de la vía los cuales nos definen el tipo de terreno en función de las gradientes expresadas en porcentaje, para tener un mejor entendimiento nos referiremos a las siguientes definiciones:

Para (James, 2002, págs. 4-5) los diferentes tipos de terrenos se los define de la siguiente manera:

Terreno Plano: La pendiente longitudinal varía entre 0 – 5 %, mientras que la

combinación del alineamientos horizontal y vertical, permite a los vehículos pesados mantener aproximadamente la misma velocidad que la de los vehículos livianos, en tanto que el movimiento de tierras es minimizo por lo que no presenta dificultad ni en el trazado ni en la explanación de una carretera.

Terreno Ondulado: La pendiente longitudinal varía entre 5 – 25 %, mientras que la combinación de alineamientos horizontal y vertical que obliga a los vehículos pesados a reducir sus velocidades significativamente por debajo de la de los vehículos livianos, sin ocasionar que aquellos operen a velocidades sostenidas en pendiente por un intervalo de tiempo largo, , en tanto que el movimiento de tierras es moderado por lo que permite alineamientos más o menos rectos, sin mayores dificultades en el trazado y explanación de una carretera.

Terreno Montañoso: La pendiente longitudinal varía entre 25 – 75 %, mientras que la combinación de alineamientos horizontal y vertical obliga a los vehículos pesados a circular a velocidad sostenida en pendiente a lo largo de distancias considerables o durante intervalos frecuente, en tanto que se presentan diversas dificultades en el trazado y explanación de una carretera.

Terreno Escarpado: La pendiente longitudinal es mayor al 75 %, mientras que la combinación de alineamientos horizontal y vertical que obliga a los vehículos pesados a operar a menores velocidades sostenidas en pendiente que aquellas a la que operan en terreno montañoso, para distancias significativas o a intervalos muy frecuentes, en tanto que se dificulta el trazado y explanación, pues los alineamientos están prácticamente definidos por divisorias de aguas en el recorrido de una vía.

Tomando en consideración las anteriores definiciones y con lo observado en el campo, así como también de las fajas topográficas proporcionadas por el GAD parroquial el tipo de terreno en donde se implanta las vías es plano.

2.3. Sistema de coordenadas.

El sistema de coordenadas permite localizar un punto u objeto tanto en el plano como en el espacio. De esta manera se la define como un método que utiliza números para establecer la posición del objeto en un espacio geométrico.

Nos referiremos al sistema de coordenadas geográficas del levantamiento topográfico proporcionados por el GAD parroquial utiliza la georreferenciación mediante el GPS.

El tipo de coordenadas utilizadas en el presente estudio son UTM -WGS 84 SIRGAS

2.4. Ubicación del proyecto.

El proyecto se encuentra ubicado en:

- Provincia de Cotopaxi,
- Cantón Salcedo
- Parroquia Antonio José Holguín.



2.5. Hitos.

Son utilizados para la georreferenciación del proyecto y su posterior replanteo mediante de una poligonal abierta, es decir los hitos son puntos en el espacio geográfico que nos ayudan a referenciar o localizar el proyecto.

Tabla 1. Coordenadas de BMs vía Camino Real.

DATOS DE BMs VÍA CAMINO REAL				
Nº	Norte	Este	Altitud	Descripción
1	9878368.99	766196.999	2718.116	BM1
2	9878350.94	766165.384	2717.496	BM2
3	9878333.98	765895.261	2716.318	BM3
4	9878299.45	765637.094	2715.037	BM4
5	9878277.7	765370.88	2712.86	BM5

Fuente: GAD de la parroquia Antonio José Holguín.

Tabla 2. Coordenadas de BMs vía La Lindera, II etapa.

DATOS DE BMs VÍA LA LINDERA, II ETAPA				
Nº	Norte	Este	Altitud	Descripción
1	9877621.79	767190.333	2720.675	BM1
2	9877489.85	767244.115	2720.971	BM2
3	9877308.56	767283.197	2722.063	BM3
4	9877326.27	767407.295	2718.678	BM4
5	9877500.98	767703.754	2714.715	BM5

Fuente: GAD de la parroquia Antonio José Holguín.

Los puntos de georreferenciación geográfica se visualizan en los siguientes gráficos:

Topografía vía la Linder, II etapa.

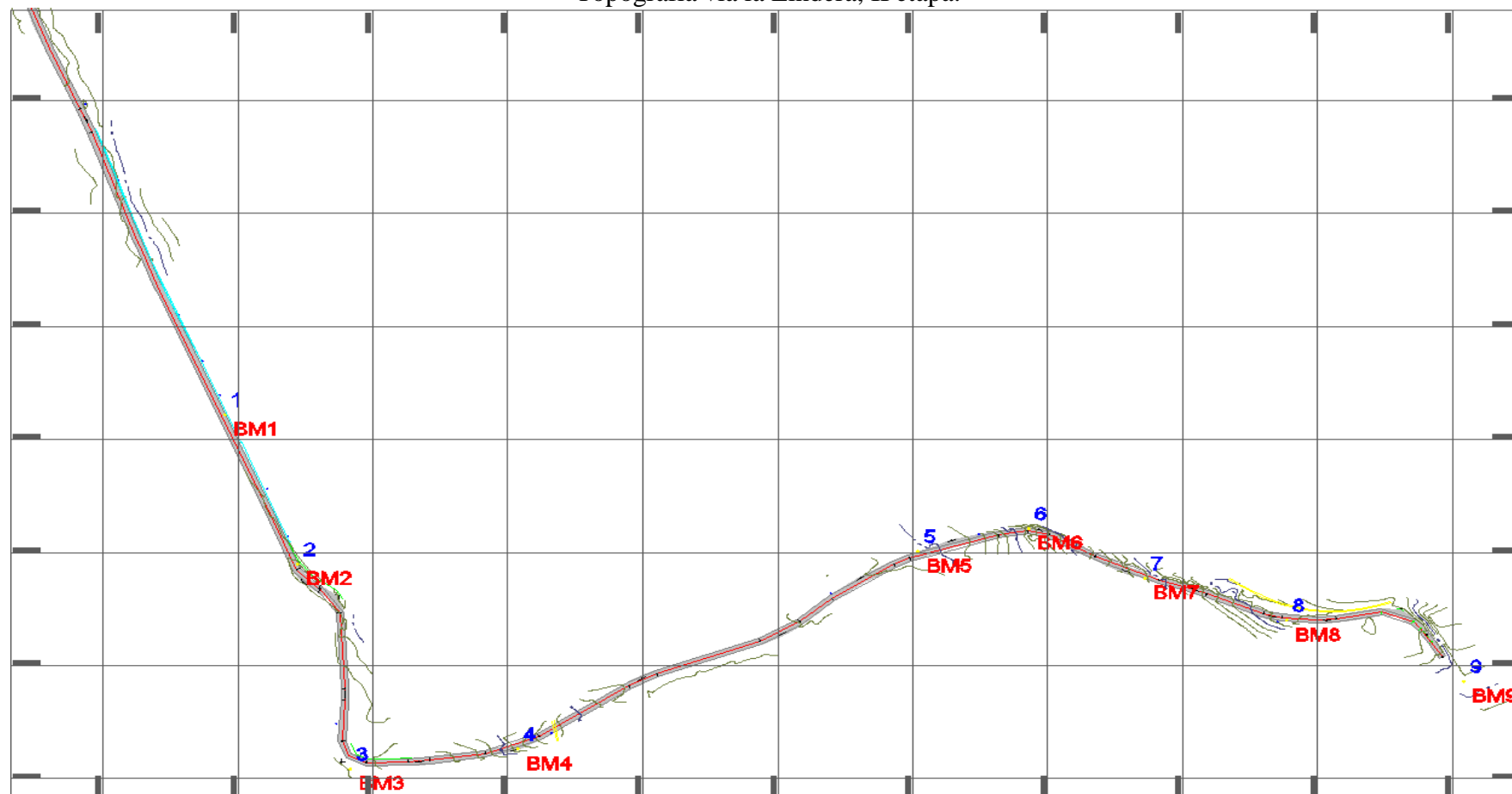
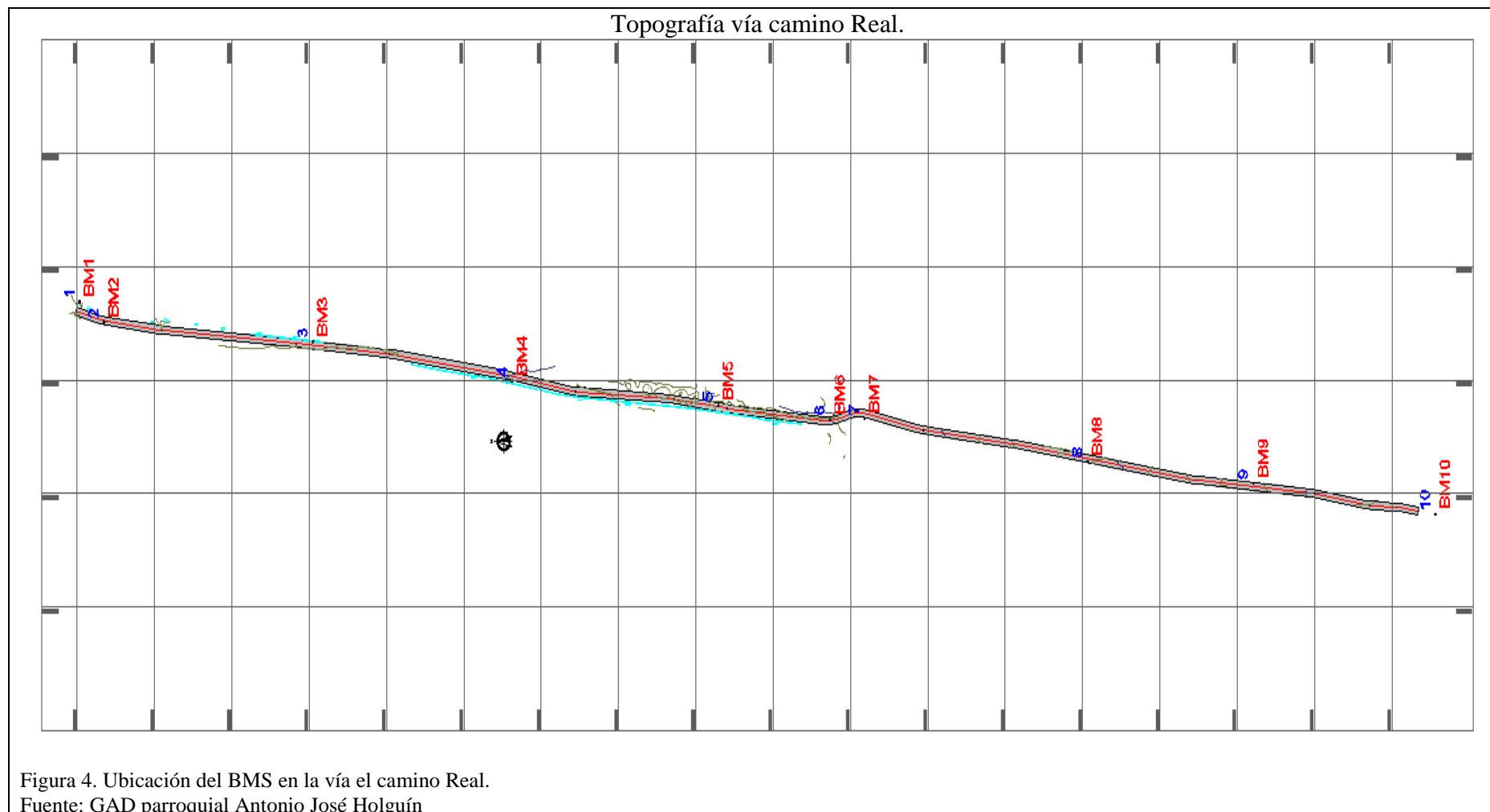


Figura 3. Ubicación del BMS en la vía la Linder, II etapa.
Fuente: GAD parroquial Antonio José Holguín



Capítulo 3

3. Estudio de tráfico.

3.1. Antecedentes.

El análisis del tráfico interviene una serie de variables entre ellas el flujo vehicular y las características de los vehículos que transitan sobre las vías, la complejidad del estudio del tráfico ha dado como consecuencia el surgimiento de una rama especializada para su estudio que es la Ingeniería de Tránsito.

Establecido los criterios anteriores, se clasificará y se cuantificará el número de vehículos que se movilizan en las vías, para así definir en tránsito promedio y las cargas que se ejerce sobre la estructura del pavimento.

Además, la ubicación de la parroquia es importante ya que esta colinda con la provincia de Tungurahua especialmente con el cantón Ambato, por tal motivo se debe priorizar en un buen estudio de tráfico ya que las vías que conforman este proyecto se conectan con la red vial estatal principalmente con la panamericana sur, debido a esto se facilitara el intercambio de productos agrícolas en el sector.

Las vías a considerarse en el proyecto son: la Lindera, II etapa y Camino Real, las cuales se diseñará para una vida útil y una funcionalidad de 20 años.

3.2. Alcance.

Del estudio de tráfico se obtendrá un valor estimado de la cantidad de vehículos que circulan diariamente por la vía y el número de ejes equivalentes, simple rueda doble que

pesa 8.2 toneladas o 18 kips. Así como también los diferentes tipos de vehículos que transitan por la vía y establecer la clase de vía en función del TPDA obtenido y la Normativa de Diseño Geométrico de Carreteras 2003.

3.3. Metodología empleada.

Se selecciona un lugar para determinar el TPDA, este es idóneo para las estaciones de conteo las cuales permitirán determinar el tránsito actual, así como también clasificar los diferentes tipos de vehículos que transitan en la vía, y por lo consiguiente la obtención del número de ejes equivalentes de 8.2 ton ESALS los cuales son los factores esenciales para el diseño de la estructura del pavimento, aplicando la normativa MOP y AASHTO para lo cual existen diversos métodos entre estos tenemos:

1. Conteo automático 15 días 24 horas
2. Conteo manual clasificado 12 horas 7 días
3. Conteo automático 7 días 24 horas + conteo manual clasificado 2 días 12 horas

Tomado en cuenta estos métodos se adoptó, que el mejor método que se ajusta para la obtención del TPDA es la cuantificación manual clasificado durante 12 horas los 7 días de la semana por lo que se trata de una vía rural, este conteo se realizó en las estaciones de conteo que a continuación se describen los días 22 de mayo hasta el 28 de mayo del 2017 en el horario de 7:00 a 19:00.

3.4. Estaciones de conteo.

Las estaciones de conteo tienen el objeto cuantificar los volúmenes de tránsito en la vía mediante un aforo, así como la composición del tránsito.

Para determinar la intensidad de tráfico en las vías se implementó estaciones de control las cuales, a través del método del conteo manual clasificado, se determina el aforo vehicular durante periodos cortos de tiempo y así determinar factores de correlación, como el factor noche y el factor semanal las misma que ya están especificadas en la normativa MOP.

Las estaciones de conteo se ubicaron en la abscisa 0+740 correspondiente a la vía La Lindera, II etapa en y en la abscisa 0+860 correspondiente a la vía Camino Real, las se visualizan el siguiente gráfico.



3.5. Tráfico promedio diario anual (TPDA).











Con las estaciones de conteo el análisis del aforo vehicular da a conocer las fluctuaciones diarias, semanales, mensuales y anuales del tráfico que circulan en las vías, las cuales

ayudan a determinar el TPDA.

El TPDA es el número de vehículos que pasan por un punto de la vía en un periodo de 24 horas consecutivas promediados en los 365 días del año en ambas direcciones del tráfico (Montejo Foncesa , 2008, pág. 17).

En función al conteo manual clasificado, se procede a catalogar los diferentes tipos de vehículos que circulan en las vías en cuestión. En base a la normativa vigente en el país los tipos de vehículos que transitan en las vías presentes en el estudio son: vehículos livianos 2D, buses 2DA, camiones 3A y volquetas V2DB los cuales se detallan en la siguiente tabla.

Tabla 3. Clasificación vehicular.

TIPO	DISTRIBUCIÓN MÁXIMA DE CARGA POR EJE	DESCRIPCIÓN			PESO MÁXIMO PERMITIDO (Ton.)	LONGITUDES MÁXIMAS PERMITIDAS (metros)			
						Largo	Ancho	Alto	
2 D					CAMIÓN DE 2 EJES PEQUEÑO	7	5,00	2,60	3,00
2DA					CAMIÓN DE 2 EJES MEDIANOS	10	7,50	2,60	3,50
2DB					CAMIÓN DE 2 EJES GRANDES	18	12,20	2,60	4,10
3-A					CAMIÓN DE 3 EJES	27	12,20	2,60	4,10
V2DB					VOLOQUETA DE DOS EJES 8 m³	18	12,20	2,60	4,10

Fuente: (MOP NEVI-12 Libro 2A, 2013, pág. 39)

3.5.1. Análisis del TPDA de acuerdo al tipo de vehículo.

Consiste en determina diferentes tipos de vehículos que circulan por las vías y su cantidad en base al TPDA, obtenido por el conteo manual clasificado que se lo realizó durante 12 horas y los 7 días de la semana, el aforo vehicular se presenta a continuación:

Tabla 4. Cuantificación y clasificación vehicular de la vía La Lindera, II etapa.

CLASE	TIPO	TOTAL DE VEHICULOS POR TIPO
LIVIANOS	2D	657
BUSES	2DB	21
CAMIONES 2 EJES	2DA	109
CAMIONES 3 EJES	3-A	81
VOLQUETAS 2 EJES	V2DB	14
TANQUEROS 2 EJES	2DB	11
MAQUINARIA AGRICOLA	V2DB	34

Elaborado por: Autor.

Tabla 5. Cuantificación y clasificación vehicular de la vía Camino Real.

CLASE	TIPO	TOTAL DE VEHICULOS POR TIPO
LIVIANOS	2D	535
BUSES	2DB	20
CAMIONES 2 EJES	2DA	82
CAMIONES 3 EJES	3-A	100
VOLQUETAS 2 EJES	V2DB	16
TANQUEROS 2 EJES	2DB	11
MAQUINARIA AGRICOLA	V2DB	27

Elaborado por: Autor.

Según la normativa MOP 2003 el TPDO es el promedio de los volúmenes diarios registrados en la estación de conteo en un determinado periodo. En función de las estaciones de conteo hemos cuantificado el TPDO para las vías presentes en el este estudio, la siguiente información se presenta en las siguientes tablas y se lo simplificara por medio del análisis realizado a los Buses a través del siguiente ejemplo:

$$TPDO = \frac{\# \text{ de vehículos contados en la semana}}{7} * \text{factor noche}$$

$$TPDO = \frac{21}{7} * 1.32$$

$$TPDO = 4.00 \text{ buses/día}$$

Este valor determina que 4 buses transitan en la vial La lindera, II etapa en el periodo de un día.

Tabla 6. Cuantificación y porcentaje de vehículos asignados a la vía la Lindera, II etapa.

CLASE	TIPO	TPDO	% TPDO
Livianos	2D	124	70.87
Buses	2DB	4	2.27
Camiones 2 ejes	2DA	21	11.76
Camiones 3 ejes	3-A	15	8.74
Volquetas 2 ejes	V2DB	3	1.51
Tanqueros 2 ejes	2DB	2	1.19
Maquinaria agrícola	V2DB	6	3.67
TOTAL		175	100.00

Fuente: Visualización en el campo; Elaborado por: Autor

Tabla 7. Cuantificación y porcentaje de vehículos asignados a la vía Camino Real.

CLASE	TIPO	TPDO	% TPDO
Livianos	2D	101	67.64
Buses	2DB	4	2.53
Camiones 2 ejes	2DA	15	10.37
Camiones 3 ejes	3-A	19	12.64
Volquetas 2 ejes	V2DB	3	2.02
Tanqueros 2 ejes	2DB	2	1.39
Maquinaria agrícola	V2DB	5	3.41
TOTAL		149	100.00

Fuente: Visualización en el campo; Elaborado por: Autor

El análisis del TPDO ha dado como resultado que el tráfico que circula por la vía La lindera, II etapa, se toma como patrón para optimizar el diseño el cual proyectará un tránsito de 175 vehículos/día, que ayudará a determinar los ESALS (ejes equivalentes de 8.2 ton) así como también en la designación del tipo de vía.

En base a lo concluido la determinación del TPDA se lo realizó únicamente para la vía la Lindera, II etapa utilizando los siguientes factores establecidos por la dirección de estudios del MTOP para el año 2014 los cuales se presentan a continuación:

Tabla 8. Factores de incidencia en el aforo vehicular.

FACTOR NOCHE	FACTOR SEMANAL	FACTOR MENSUAL	
		MESES	FACTOR
1.30	1.00	Enero	1.07
		Febrero	1.132
		Marzo	1.085
		Abril	1.093
		Mayo	1.056
		Junio	1.034
		Julio	1.982
		Agosto	0.974
		Septiembre	0.923
		Octubre	0.931
		Noviembre	0.953
		Diciembre	0.878

Fuente: Departamento de la dirección de estudios del MTOP 2014.

$$\text{Factor noche} = 1.30$$

$$\text{Factor semanal} = 1.00$$

$$\text{Factor mensual correspondiente al mes de mayo} = 1.056$$

Por lo tanto, para la determinación del TPDA se procederá con el siguiente procedimiento el mismo que se detalla en el siguiente ejemplo, tomando como análisis los buses que circulan en la vía:

Datos:

$$\text{Total de vehiculos observados} = 21.00 \text{ buses}$$

$$\text{TPDO} = 4.00 \text{ buses/día}$$

Transito promedio diario semanal

$$\text{TPDS} = \text{TPDO}$$

$$\text{TPDS} = 4.00 \text{ buses/día}$$

Tránsito promedio diario mensual

$$\text{TPDM} = \text{TPDS} * \text{factor semanal}$$

$$\text{TPDS} = 4.00 * 1.056$$

$$\text{TPDS} = 4.00 \text{ buses/día}$$

Tránsito promedio diario anual

$$\text{TPDA} = \text{TPDM} * \text{factor mensual}$$

$$TPDS = 4.00 * 1.056$$

$$TPDS = 4.00 \text{ buses/día}$$

Tabla 9. Valores del TPDA al 2017, según el tipo de vehículo asignado a la vía.

CLASE	TIPO	TOTAL DE VEHICULOS POR TIPO	FACTOR NOCHE	TOTAL	TRANSITO PROMEDIO DIARIO SEMANAL TPDS	FACTOR MENSUAL	TPDA	% TPDA
LIVIANOS	2D	657	1.32	867.24	124	1.056	131	70.87
BUSES	2DB	21		27.72	4		4	2.27
CAMIONES 2 EJES	2DA	109		143.88	21		22	11.76
CAMIONES 3 EJES	3-A	81		106.92	15		16	8.74
VOLQUETAS 2 EJES	V2DB	14		18.48	3		3	1.51
TANQUEROS 2 EJES	2DB	11		14.52	2		2	1.19
MAQUINARIA AGRICOLA	V2DB	34		44.88	6		7	3.67
						TOTAL	185	100

Fuente: Visualización en el campo; Elaborado por: Autor

Cuyos resultados obtenidos el TPDA son:

$$TPDA = 185 \text{ vehículos/día}$$

3.6. Proyección del tráfico actual.

La proyección del TPDA es el parámetro a utilizar para el estudio económico, así como también para la clasificación de la carretera y la velocidad de diseño determinados para el diseño geométrico.

El tránsito en función de la vida útil de la carretera la normativa MOP indica que el pavimento tiene una variación de vida esperada de 15 – 20 años máximo. Mediante lo

establecido anteriormente el periodo de proyección del tráfico será 20 años para la cual se utilizará el método de crecimiento lineal, basado en la tasa de crecimiento anual y el tráfico que transita actualmente.

$$TPDA_{futuro} = TPDA * (1 + i)^n$$

Dónde:

n = número de años de proyección vial.

i = tasa de crecimiento vehicular.

TPDA = tráfico promedio diario anual.

Para este proyecto las tasas de crecimiento vehicular se han obtenido mediante un estudio previo realizado por la dirección de estudios del MTOP para el año 2014, correspondientes a la provincia de Cotopaxi.

Tabla 10. Tasa de crecimiento vehicular propuesta por el MOP.

AÑOS	LIVIANOS %	BUSES %	PESADOS %
2010-2015	4.47	2.22	2.18

Fuente: MTOP Departamento de vialidad.

En función de los datos anteriormente provistos, se procede a realizar el cálculo del TPDA proyectado tomado como ejemplo de análisis los buses que circulan en la vía y representado para los demás vehículos en la siguiente tabla de resumen:

Dónde:

$$n = 20 \text{ años}$$

$$i = 2.2\%$$

$$TPDA = 4 \text{ vehículos/día}$$

$$TPDA_{\text{futuro}} = TPDA * (1 + i)^n$$

$$TPDA_{\text{futuro}} = 4 * (1 + 2.2\%)^{20}$$

$$TPDA_{\text{futuro}} = 6 \text{ vehículos/día}$$

Tabla 11. Valores de TPDA proyectados.

AÑOS	N° AÑOS	LIVIANOS	BUSES	CAMIONES 2 EJES	CAMIONES 3 EJES	VOLQUETA S 2 EJES	TANQUERO S 2 EJES	MAQUINARI A AGRICOLA	TOTAL
		2D	2DB	2DA	3-A	V2DB	2DB	V2DB	
2017	0	131	4	22	16	3	2	7	185
2027	10	203	5	27	20	3	3	8	269
2032	15	252	6	30	22	4	3	9	326
2037	20	314	6	33	25	4	3	10	397

Elaborado por: Autor

3.6.1. TPDA proyectado.

3.6.1.1. Tráfico generado (T_G).

Tráfico generado es el volumen vehicular que resulta por el desarrollo socio económico de la zona de influencia. Además, el MTOP expresa que el tráfico generado está constituido por aquel número de viajes que se efectuarán sólo si las mejoras propuestas ocurren.

Generalmente, el tráfico generado se produce dentro de los dos años siguientes a la terminación de las mejoras o construcción de una carretera. (Ministerio de transporte y obras publicas, 2003, págs. iv-13)

La normativa AASHTO estipula que el tráfico generado se encuentra entre los siguientes

rangos:

$$T_G = (5\% - 25\%) * T_A$$

El porcentaje asumido para un posterior cálculo es:

$$T_G = 20\% * T_A$$

3.6.1.2. *Tráfico atraído o desarrollado. (T_D).*

Es el volumen de tránsito que, sin cambiar su origen ni su destino puede ocupar la futura vía pavimentada como ruta alterna, afluyendo a ella a través de otras vías ya existentes.

(Moreno Armijos, 2014, pág. 30).

Este tráfico se genera por la incorporación de nuevas áreas de urbanidad o de producción de tierras las cuales se localizan dentro del área de influencia del proyecto.

La normativa AASHTO establece que el tráfico desarrollado se encuentra entre los siguientes rangos:

$$T_D = (5\% - 8\%) * T_A$$

El porcentaje asumido para un posterior cálculo es:

$$T_D = 7\% * T_A$$

3.6.1.3. *Tráfico desviado. (T_d).*

Es aquel volumen de tráfico que se produce por la entrada en servicio de la nueva carretera en razón de ahorros en costos de operación y de movilidad.

La normativa AASHTO establece que el tráfico desviado se encuentra entre los siguientes rangos:

$$T_d = (5\% - 8\%) * T_A$$

El porcentaje asumido para un posterior cálculo es:

$$T_d = 6\% * T_A$$

3.7. Asignación tráfico.

En función de los porcentajes determinados con anterioridad, se realiza el análisis para la estimación del tráfico de diseño, para el año inicial y los diferentes periodos de diseño utilizando la siguiente ecuación.

$$\text{Tráfico diseño} = TPDA + T_G + T_D + T_d$$

Los resultados del tráfico de diseño se presentan a continuación en la siguiente tabla según el tipo de vehículo, y se procederá a tomar como ejemplo el análisis de los buses que circulan en la vía:

Dónde:

$$TPDA = 6 \text{ vehículos/día}$$

$$\text{Tráfico diseño} = TPDA + T_G + T_D + T_d$$

$$\text{Tráfico diseño} = TPDA + 20\%TPDA + 7\%TPDA + 6\%TPDA$$

$$\text{Tráfico diseño} = 6 + 20\% * 6 + 7\% * 6 + 6\% * 6$$

Tráfico diseño = 9.00 vehiculos/dia

Tabla 12. Valores del tránsito de diseño según el tipo de vehículo.

AÑOS	N° AÑOS	LIVIANOS	BUSES	CAMIONES 2 EJES	CAMIONES 3 EJES	VOLQUETA S 2 EJES	TANQUERO S 2 EJES	MAQUINARI A AGRICOLA	TOTAL
		2D	2DB	2DA	3-A	V2DB	2DB	V2DB	
2017	0	174	6	29	21	4	3	9	246
2027	10	269	7	36	27	5	4	11	358
2032	15	335	8	40	30	5	4	12	434
2037	20	417	9	44	33	6	4	14	527

Elaborado por: Autor.

3.8. Determinación de la clase de vía de acuerdo al tráfico.

La normativa de diseño geométrico del MOP recomienda que la clasificación de la vía se lo realice en función al pronóstico del tráfico para un periodo de 15 o 20 años.

Realizado la estimación del tráfico de diseño para un periodo de 20 años, se determina que el TPDA es de 527 vehículos/día, se establece que las vías del proyecto tienen una clasificación tipo III en referencia a la tabla que se muestra propuestas por la normativa de diseño geométrico del MOP 2003:

Tabla 13. Clasificación de carreteras en función del TPDA según el MOP

CLASIFICACIÓN DE CARRETERAS EN FUNCIÓN DEL TRÁFICO PROYECTADO	
Clase de Carretera	Tráfico Proyectado TPDA*
R-I o	Más de 8.000
I	De 3.000 a 8.000
II	De 1.000 a 3.000
III	De 300 a 1.000
IV	De 100 a 300
V	Menos de 100

Fuente: Normas de diseño geométrico MOP-2003 pág. 22

La normativa realiza una clasificación basada en el criterio que cimentara las bases de la estructura de la red vial del país que se muestra a continuación en relación a la función jerárquica y la clasificación según el MOP:

Tabla 14. Clasificación del tipo de vía en base a su función y su relación con el TPDA

FUNCIÓN	CLASE DE CARRETERA (SEGÚN MOP)	TPDA (1) (AÑO FINAL DE DISEÑO)
Corredor arterial	RI - RII (2)	> 8.000
	I	3.000 - 8.000
	II	1.000 - 3.000
Colectora	I	3.000 - 8.000
	II	1.000 - 3.000
	III	300 - 1.000
	IV	100 - 300
Vecinal	IV	100 - 300
	V	< 100

Fuente: Normas de diseño geométrico MOP-2003 pág. 23

Basados en la propuesta por el MOP se determina que las vías de los estudios entran dentro la categoría de vías tipo III con una función de colectoras que son las carreteras que están destinadas a recibir el tráfico de los caminos vecinales. Y sirven a las poblaciones principales que no están en el sistema arterial nacional.

3.9. Cálculo de los ejes equivalentes por el método AASHTO.

Consiste en determinar las repeticiones de carga producidas por ejes de los vehículos con diferentes magnitudes y convertir a un número de repeticiones equivalentes de carga de un eje estándar que causa el mismo daño al pavimento durante toda la vida útil de la vía mediante los ESAL.

ESAL: número de repeticiones de ejes equivalentes de 18 Kips o 8.2 Ton, que causan daño a la estructura del pavimento (Montejo Foncesa , 2008, pág. 342).

LEF: factor de equivalencia de carga sirve para relacionar el daño causado por diferentes

magnitudes de carga y configuraciones de ejes con la carga del eje estándar (Higuera Sandoval, 2010, pág. 60).

3.9.1. Cálculo de ejes equivalentes para pavimento flexible aplicando el método AASHTO para un periodo de 20 años.

Consiste en determinar los factores de equivalencia de carga por cada tipo de eje planteados por la AASHTO para pavimentos flexibles en función del número estructural del pavimento (SN) y el índice de prestación de servicio final (Pt).

El índice de prestación de servicio se define como la capacidad de brindar el servicio al tránsito para el periodo antes diseñado, un pavimento nuevo con un índice de servicio inicial (Po) es de 4.2 y para un pavimento que ya ha llegado al término de vida útil (Pt), se estima de 2.0 a 2.5 (AASHTO 93 Desing Procedures For New Pavements, 1998, pág. 172)

El numero estructural SN está en función del CBR de la subrasante y de los espesores que componen la estructura de la vía es decir capa asfáltica, base y sub base respectivamente.

El cálculo del N° de ESALS se adopta a los siguientes parámetros, Pt= 2.5 y SN=4

Los resultados del N° de ESALS se presentan a continuación en la siguiente tabla según el tipo de vehículo, y se procederá a tomar como ejemplo el análisis de los buses que circulan en la vía:

Dónde:

$$TPDA = 6 \text{ vehículos/día}$$

$$\text{Peso del eje delantero} = 15.57 \text{ Kips/eje}$$

$$\text{Peso del eje posterior} = 24.47 \text{ Kips/eje}$$

Entonces:

Los valores del factor de equivalencia de carga para cada eje se tomarán de los ábacos provistos por la AASHTO y estos a su vez están en función de la serviciabilidad final y el número estructural.

$$\text{Eje delantero S.R.S} = 15.57 \frac{\text{Kips}}{\text{eje}} \Rightarrow LEF = 0.643$$

$$\text{Eje posterior S.R.D} = 24.47 \frac{\text{Kips}}{\text{eje}} \Rightarrow LEF = 3.400$$

Por lo tanto, el valor del ESALS será:

$$ESALS \text{ S.R.S} = TPDA * LEF$$

$$ESALS \text{ S.R.S} = 6 * 0.643$$

$$\textbf{ESALS S.R.S} = \textbf{3.86 ejes equivalentes}$$

$$ESALS \text{ S.R.D} = TPDA * LEF$$

$$ESALS \text{ S.R.D} = 6 * 3.400$$

$$\textbf{ESALS S.R.D} = \textbf{20.40 ejes equivalentes}$$

Tabla 15. Cálculo de ejes equivalentes método AASHTO

CLASE	TIPO	TPDA	EJE	PESO kips/Eje	PESO KN/Eje	PESO Ton/Eje	Nº EJES	LEF	Nº ESALS
LIVIANOS	2D	174	Delantero S.R.S	6.67	29.70	3	174	-	-
			Posterior S.R.S	8.90	39.60	4	174	-	-
BUSES	2DB	6	Delantero S.R.S	15.57	69.29	7	6	0.643	3.86
			Posterior S.R.D	24.47	108.89	11	6	3.400	20.40
CAMIONES 2 EJES	2DA	29	Delantero S.R.S	6.67	29.70	3	29	0.027	0.78
			Posterior S.R.D	15.57	69.29	7	29	0.643	18.65
CAMIONES 3 EJES	3-A	21	Delantero S.R.S	15.57	69.29	7	21	0.643	13.50
			Intermedio S.R.D	24.47	108.89	11	21	3.252	68.29
			Posterior S.R.D	24.47	108.89	11	21	3.252	68.29
VOLQUETA S 2 EJES	V2DB	4	Delantero S.R.S	15.57	69.29	7	4	0.643	2.57
			Posterior S.R.D	24.47	108.89	11	4	3.400	13.60
TANQUERO S 2 EJES	2DB	3	Delantero S.R.S	15.57	69.29	7	3	0.643	1.93
			Posterior S.R.D	24.47	108.89	11	3	3.400	10.20
MAQUINARI A AGRICOLA	V2DB	9	Delantero S.R.S	15.57	69.29	7	9	0.643	5.79
			Posterior S.R.D	24.47	108.89	11	9	3.400	30.60
	TOTAL	246						TOTAL	258.463

Elaborado por: Autor

Los factores de equivalencia de carga por cada tipo de ejes planteados por la AASHTO se establece que el número de ejes equivalentes de 8.2 ton o N° de ESALS es de 258.46 los cuales sirven para la proyección para el periodo de diseño que son 20 años.

Determinar el número de ejes de carga equivalente para el periodo de diseño, se emplea la siguiente fórmula:

$$N = (Nd * 365 * Fd * Fc) * \frac{(1 + r)^n - 1}{r}$$

Donde:

N= número de ejes equivalentes proyectados para el periodo de diseño

Nd= número de ejes equivalentes en el año base

Fd= factor sentido

Fc= factor carril

r= tasa de crecimiento de vehículos pesados

n= número de años al cual va a ser proyectado

Los factores de distribución direccional y por carril se determinan en base a la distribución porcentual de los vehículos pesados.

Factor sentido o dirección (Fd): se lo determinó mediante el aforo vehicular realizado en la estación de conteo teniendo los siguientes resultados:

Tabla 16. Determinación del Factor de dirección.

CLASE	TIPO	DIRECCIÓN	SUB TOTAL	TOTAL	% DE VEHICULOS DIRECCION SAN ANTONIO	% DE VEHICULOS DIRECCION SAN RAFAEL
BUSES	2DB	SAN ANTONIO	11	21	54.44	45.56
		SAN RAFAEL	10			
CAMIONES 2 EJES	2DA	SAN ANTONIO	57	109		
		SAN RAFAEL	52			
CAMIONES 3 EJES	3-A	SAN ANTONIO	44	81		
		SAN RAFAEL	37			
VOLQUETAS 2 EJES	V2DB	SAN ANTONIO	9	14		
		SAN RAFAEL	5			
TANQUEROS 2 EJES	2DB	SAN ANTONIO	6	11		
		SAN RAFAEL	5			
MAQUINARIA AGRICOLA	V2DB	SAN ANTONIO	20	34		
		SAN RAFAEL	14			
			TOTAL	270		

Elaborado por: Autor.

Analizando los resultados se adopta el 50% en cada dirección.

Factor carril (Fc): en función del número de carriles en cada sentido estos valores son sugeridos por la AASHTO que se dan a conocer en la siguiente tabla:

Tabla 17. Factor de distribución por carril.

Nº TOTAL DE CARRILES EN CADA DIRECCIÓN	FACTOR DE DISTRIBUCIÓN PARA EL CARRIL DE DISEÑO
1	1.00
2	0.90
3	0.75

Fuente: (AASHTO 93 Desing Procedures For New Pavements, 1998)

$$N = (Nd * 365 * Fd * Fc) * \frac{(1 + r)^n - 1}{r}$$

$$N = (258.46 * 365 * 0.5 * 1) * \frac{(1 + 0.0218)^{20} - 1}{0.0218}$$

$$N = 1\,166\,849.92 \text{ ejes equivalentes de 8.2 ton}$$

3.9.2. Cálculo de ejes equivalentes para pavimento flexible aplicando el método AASHTO simplificado para un periodo de 20 años.


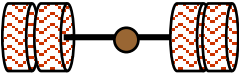
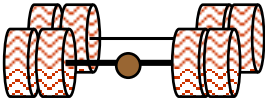
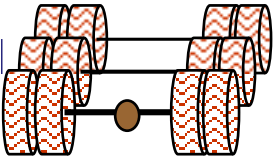
El tránsito equivalente es la suma de ejes equivalentes de 8.2 ton que se aplican al carril de diseño durante el periodo de diseño, el método empleado para la cuantificación de ejes equivalente es AASHTO simplificado.

El método AASHTO simplificado introduce el factor daño por vehículo comercial o también establecido como factor de equivalencia de carga que representa el número de veces que pasa el eje normalizado de 8.2 ton por cada pasada del tipo de vehículo

considerado así como también el mayor o menor daño que un tipo de vehículo causa a un pavimento (Higuera Sandoval, 2010, pág. 59).

Las fórmulas para la determinación del factor de equivalencia de carga para cada tipo de eje son las que se muestran a continuación:

Tabla 18. Formulas simplificadas para el cálculo del factor de equivalencia de carga por cada tipo de eje

TIPO DE EJE	CONFIGURACIÓN	FÓRMULA PARA EL CÁLCULO DEL FACTOR DE EQUIVALENCIA
Simple rueda simple		$F.E.C = \left(\frac{Carga\ del\ eje}{6.6}\right)^4$
Simple rueda doble		$F.E.C = \left(\frac{Carga\ del\ eje}{8.2}\right)^4$
Tándem		$F.E.C = \left(\frac{Carga\ del\ eje}{15}\right)^4$
Tridem		$F.E.C = \left(\frac{Carga\ del\ eje}{23}\right)^4$

Fuente: (Higuera Sandoval, 2010, pág. 59) Elaborado por: Autor.

Con las fórmulas del factor de equivalencia de carga se determina el factor daño por cada tipo de vehículo, así como también el número de ESALS.

Los resultados del N° de ESALS se presentan a continuación en la siguiente tabla según el tipo de vehículo, y se procederá a tomar como ejemplo el análisis de los buses que circulan en la vía

Dónde:

$$TPDA = 6 \text{ vehículos/día}$$

$$\text{Peso del eje delantero} = 7 \text{ ton/eje}$$

$$\text{Peso del eje posterior} = 11 \text{ ton/eje}$$

Entonces el valor del factor daño o factor de equivalencia de carga será:

$$F.E.C = \left(\frac{\text{Carga del eje}}{6.6} \right)^4$$

$$F.E.C = \left(\frac{7.00}{6.6} \right)^4$$

$$F.E.C = 1.265 \Rightarrow \text{eje S.R.S}$$

$$F.E.C = \left(\frac{\text{Carga del eje}}{8.2} \right)^4$$

$$F.E.C = \left(\frac{11.00}{8.2} \right)^4$$

$$F.E.C = 3.238 \Rightarrow \text{eje S.R.D}$$

Por lo tanto, el valor del ESALS será:

$$ESALS \text{ S.R.S} = TPDA * F.E.C$$

$$ESALS \text{ S.R.S} = 6 * 1.265$$

$$ESALS \text{ S.R.S} = 7.59 \text{ ejes equivalentes}$$

$$ESALS \text{ S.R.D} = TPDA * F.E.C$$

$$ESALS \text{ S.R.D} = 6 * 3.238$$

$$ESALS \text{ S.R.D} = 19.43 \text{ ejes equivalentes}$$

Tabla 19. Cálculo de ejes equivalentes método AASHTO simplificado

CLASE	TIPO	TPDA	EJE	PESO kips/Eje	PESO KN/Eje	PESO Ton/Eje	N° EJES	FACTOR DAÑO	N° ESALS
LIVIANOS	2D	174	Delantero S.R.S	6.67	29.70	3	174	-	-
			Posterior S.R.S	8.90	39.60	4	174	-	-
BUSES	2DB	6	Delantero S.R.S	15.57	69.29	7	6	1.265	7.59
			Posterior S.R.D	24.47	108.89	11	6	3.238	19.43
CAMIONES 2 EJES	2DA	29	Delantero S.R.S	6.67	29.70	3	29	0.043	1.24
			Posterior S.R.D	15.57	69.29	7	29	0.531	15.40
CAMIONES 3 EJES	3-A	21	Delantero S.R.S	15.57	69.29	7	21	1.265	26.57
			Intermedio S.R.D	24.47	108.89	11	21	3.238	68.00
			Posterior S.R.D	24.47	108.89	11	21	3.238	68.00
VOLQUETA S 2 EJES	V2DB	4	Delantero S.R.S	15.57	69.29	7	4	1.265	5.06
			Posterior S.R.D	24.47	108.89	11	4	3.238	12.95
TANQUERO S 2 EJES	2DB	3	Delantero S.R.S	15.57	69.29	7	3	1.265	3.80
			Posterior S.R.D	24.47	108.89	11	3	3.238	9.71
MAQUINARI A AGRICOLA	V2DB	9	Delantero S.R.S	15.57	69.29	7	9	1.265	11.39
			Posterior S.R.D	24.47	108.89	11	9	3.238	29.14
	TOTAL	246						TOTAL	278.30

Elaborado por: Autor.

El cálculo de los factores de equivalencia de carga, por cada tipo de eje planteados por el método AASHTO simplificado indica el número de ejes equivalentes de 8.2 ton o N° de ESALS es de 278.30.

El número de ejes de carga equivalente para el periodo de diseño, se emplea la siguiente fórmula:

$$N = (Nd * 365 * Fd * Fc) * \frac{(1 + r)^n - 1}{r}$$

Donde:

N= número de ejes equivalentes proyectados para el periodo de diseño

Nd= número de ejes equivalentes en el año base

Fd= factor sentido

Fc= factor carril

r= tasa de crecimiento de vehículos pesados

n= número de años al cual va a ser proyectado

$$N = (Nd * 365 * Fd * Fc) * \frac{(1 + r)^n - 1}{r}$$

$$N = (278.30 * 365 * 0.5 * 1) * \frac{(1 + 0.0218)^{20} - 1}{0.0218}$$

$$N = 1\,256\,420.08 \text{ ejes equivalentes de 8.2 ton}$$

Para el diseño de pavimentos se utilizará un valor de:

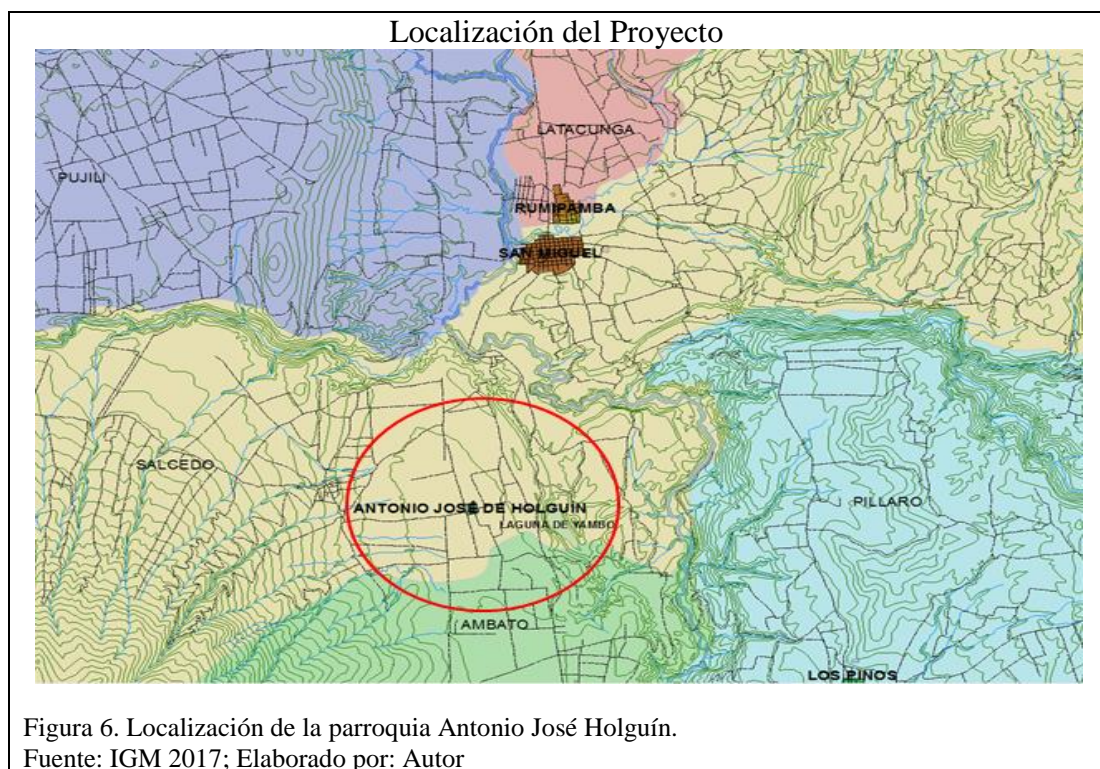
$$\mathbf{NT = 1\,424\,314.84 \text{ Ejes equivalentes de 8.2 Ton.}}$$

Capítulo 4

4. Estudio geológico geotécnico

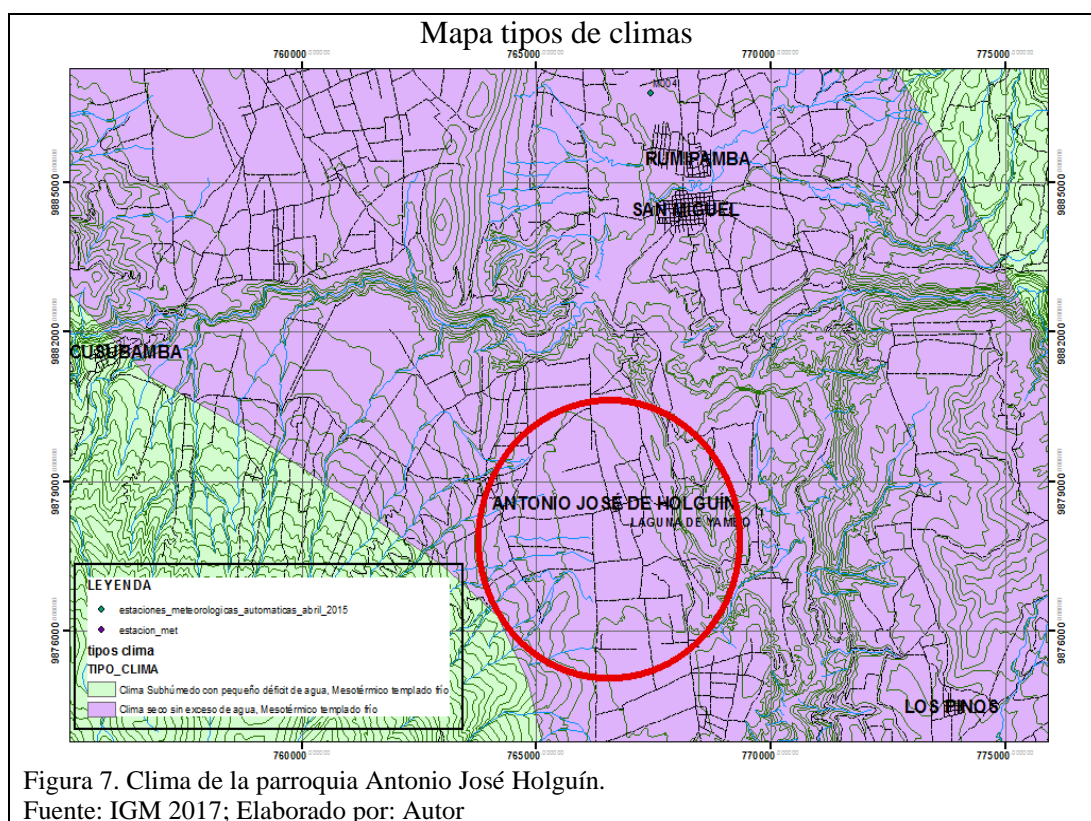
4.1. Localización del proyecto.

Parte Sur Este de la provincia de Cotopaxi, Cantón Salcedo, cercano a la laguna de Yambo en la Parroquia Antonio José Holguín con las siguientes coordenadas geográficas: Latitud: 1°05'58.30" S; Longitud: 78°36'28,7" W (UTM PSAD 56).



4.1. Condiciones climáticas.

Presenta un clima seco sin exceso de agua debido a su ubicación geográfica, pues se encuentra en el callejón interandino, que se observa en la siguiente figura:



El análisis del clima utiliza datos climatológicos proporcionados por la estación M127 Píllaro, más cercana al sitio de estudio, por medio de anuarios meteorológicos provistos por el INAMHI para determinar los principales parámetros meteorológicos del sector. A continuación, se detalla los principales aspectos de la estación M127 Píllaro.

Tabla 20. Características generales de la estación M127 Píllaro

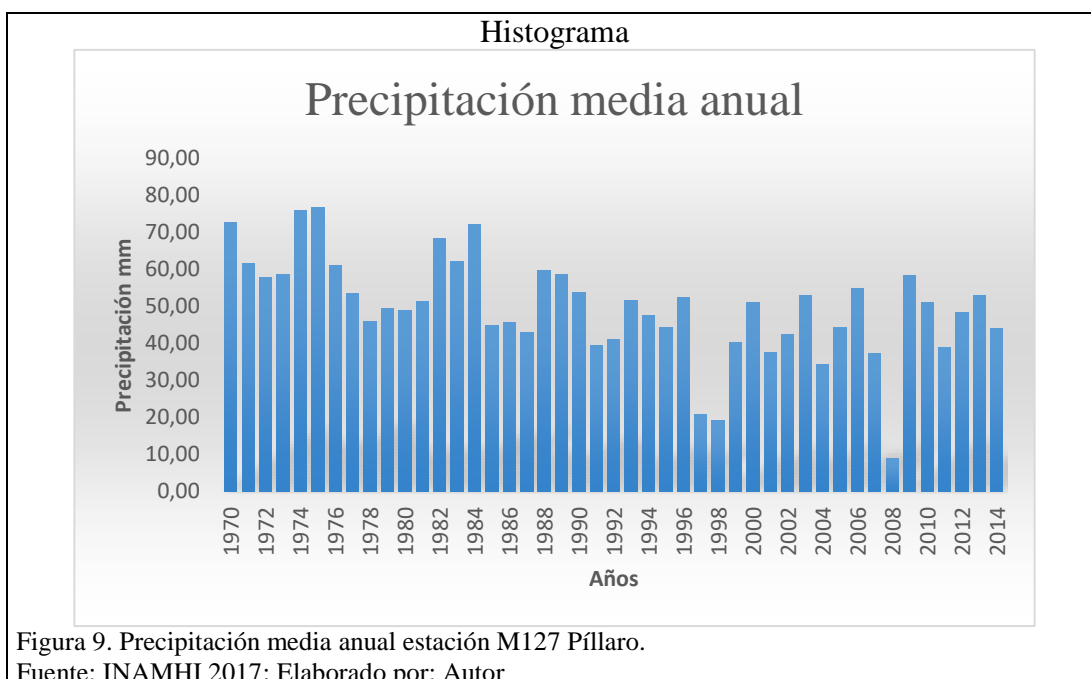
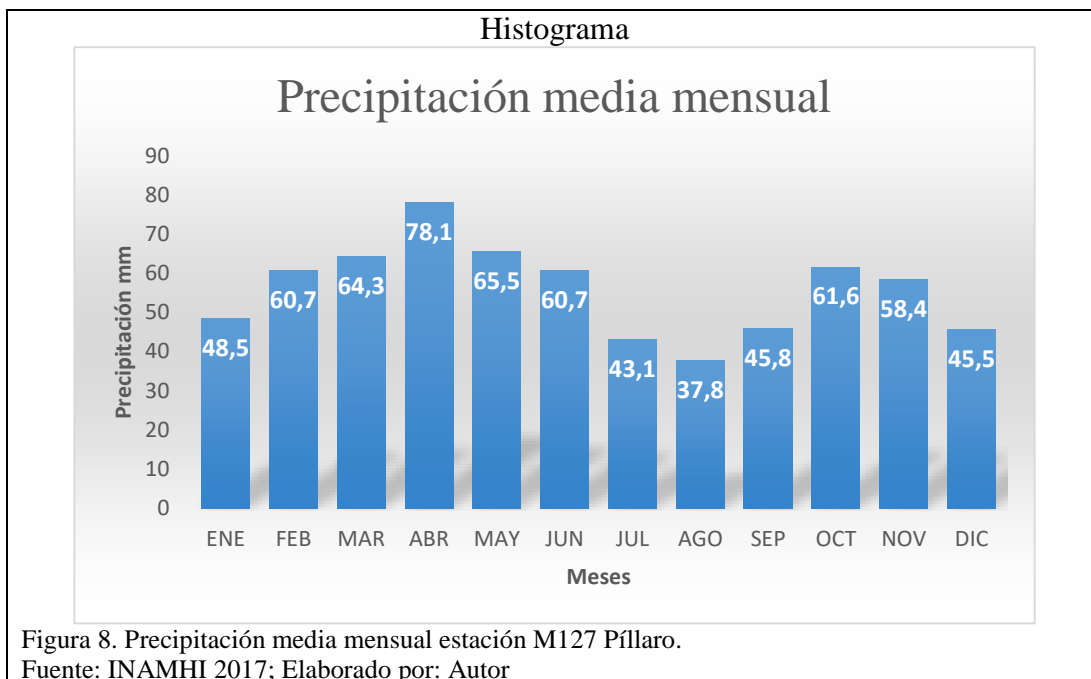
CÓDIGO	NOMBRE	COORDENADAS GEOGRÁFICAS		ALTURA (m.s.n.m)	TIPO
		Longitud	Latitud		
M127	Píllaro	1°9'0.15"S	78°32'59.415"W	2805	Meteorológica

Fuente: INAMHI Elaborado por: Autor.

4.1.1. Precipitación.

Referido al agua proveniente de la atmósfera la cual cae sobre la superficie terrestre, sea en forma líquida o sólida. Mediante el análisis de la información de los anuarios

meteorológicos correspondientes al periodo 1970-2014 de la estación M127 se ha obtenido los siguientes histogramas en el que indica la precipitación media mensual y media multianual de la zona de influencia (INAMHI, 2001, pág. 11)

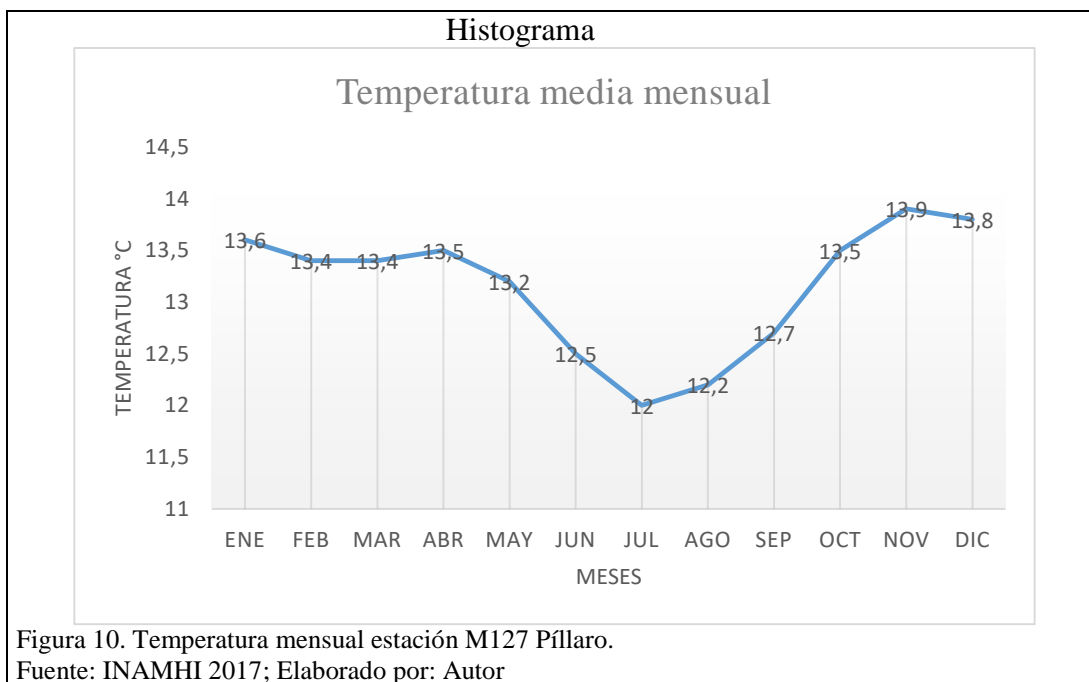


El histograma presenta la época invernal que se extiende de febrero a junio, siendo abril el mes con mayor presencia de precipitación, desde 60.7 mm/mes a 78.1 mm/mes,

además el verano inicia en el mes de julio y termina en septiembre, siendo agosto el mes con menor presencia de precipitaciones, con registros menores a 45.8 mm/mes, por lo consiguiente con e histograma de la precipitación media anual se determina que el año donde existió mayor precipitación corresponde a 1976.

4.1.2. *Temperatura.*

Magnitud que mide el nivel térmico o grado de calor del aire. Mediante el análisis de la información de los anuarios meteorológicos correspondientes al periodo 1970-2014 de la estación M127 se ha obtenido el siguiente histograma en el que indica la temperatura media mensual (INAMHI, 2001, pág. 12).



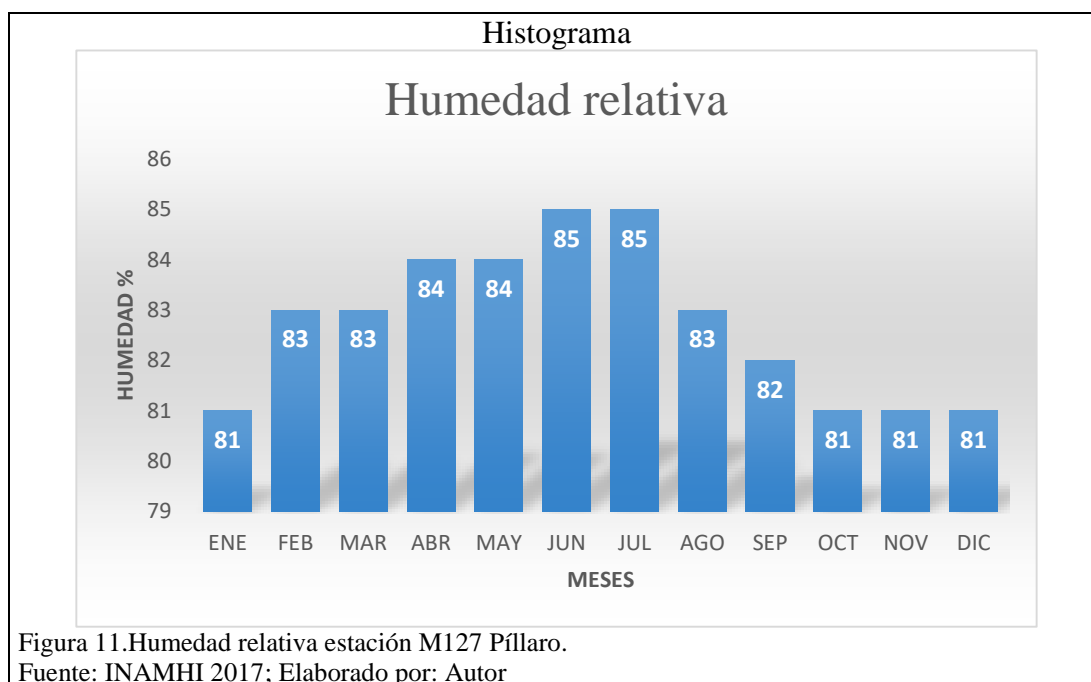
A través de los datos registrados se obtuvo que la temperatura media mensual varía entre 12 °C – 13.8 °C

4.1.3. *Humedad relativa.*

La humedad relativa indica la cantidad máxima de vapor de agua que puede contener una masa de aire antes de transformarse en agua líquida, esta depende de diversos

factores como lluvias recientes, y presencia de vegetación. (Gutiérrez Caiza, 2014, pág. 82).

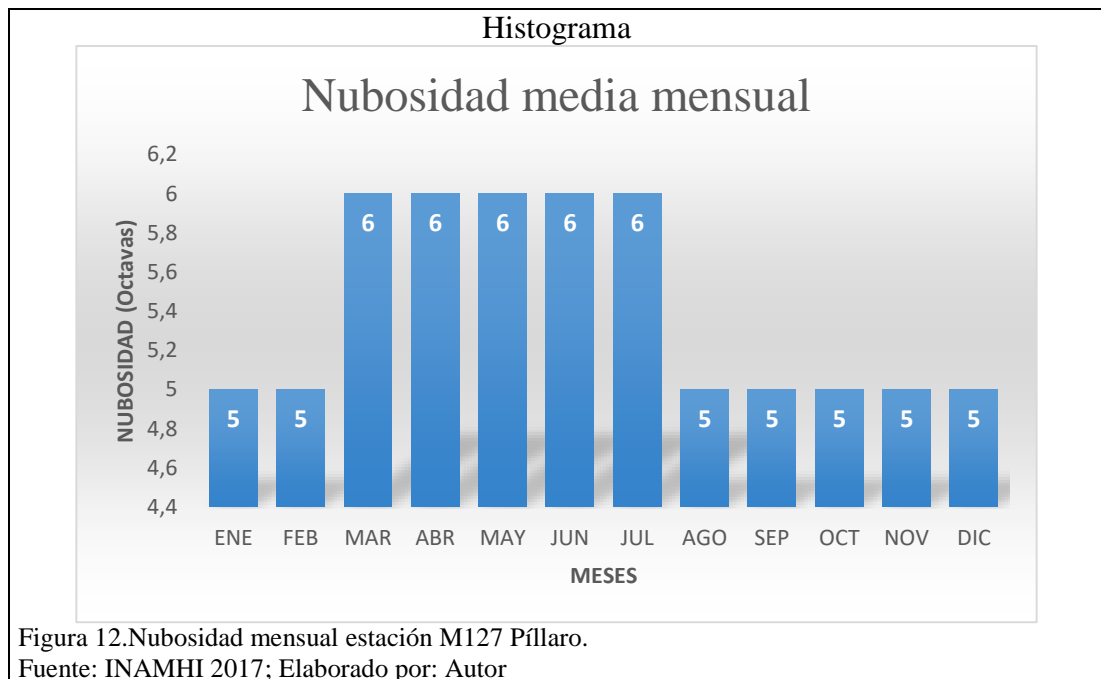
La humedad relativa que presenta la zona, influencia la estación meteorológica varía entre 81% como mínimo y máximo 85%.



4.1.4. Nubosidad.

Es una condición atmosférica en la que el cielo aparece cubierto de nubes parcial o totalmente, se mide en octavas de la bóveda celeste cubierta por nubes. (INAMHI, 2001, pág. 7).

Para obtener la nubosidad media mensual se utilizaron los datos provistos en el periodo de 1983-2014 de la estación M127 Píllaro.

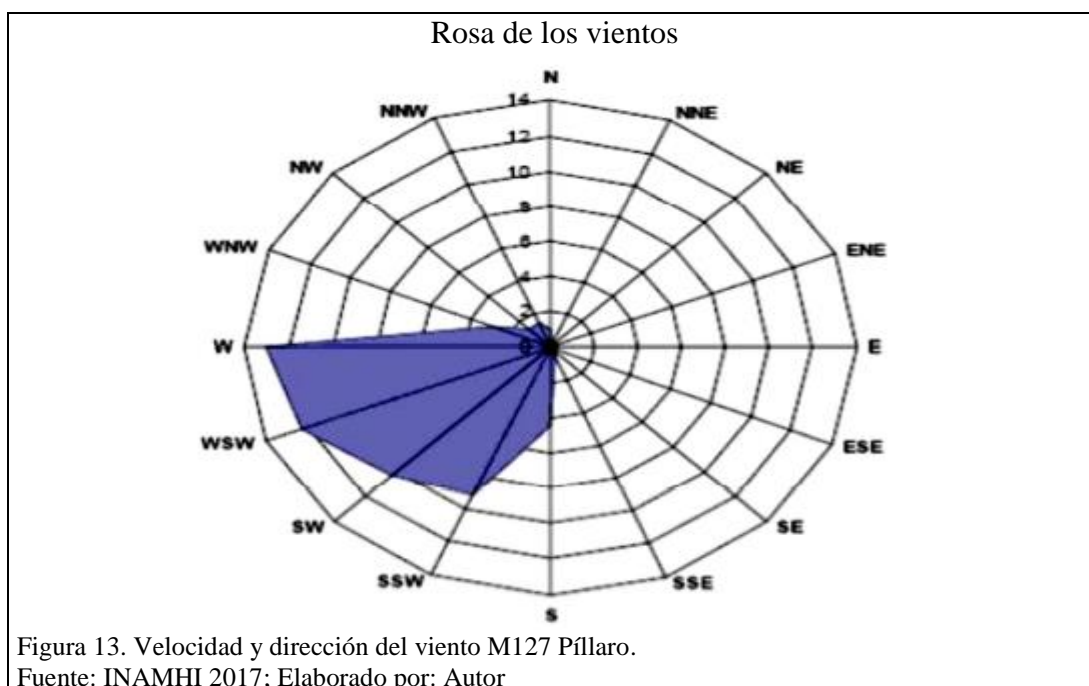


La nubosidad promedio se encuentra alrededor de 5 octavas, es decir que se presenta estable en todo el año.

4.1.5. Velocidad del Viento.

El viento es una magnitud vectorial del aire en sentido horizontal, por lo que se puede determinar su intensidad y dirección, mediante anemómetros y veletas respectivamente (Gutiérrez Caiza, 2014, pág. 76).

Para obtener la dirección y velocidad del viento se utilizó los datos provistos en el periodo de 1970-2014 de la estación M127 Pillaro.



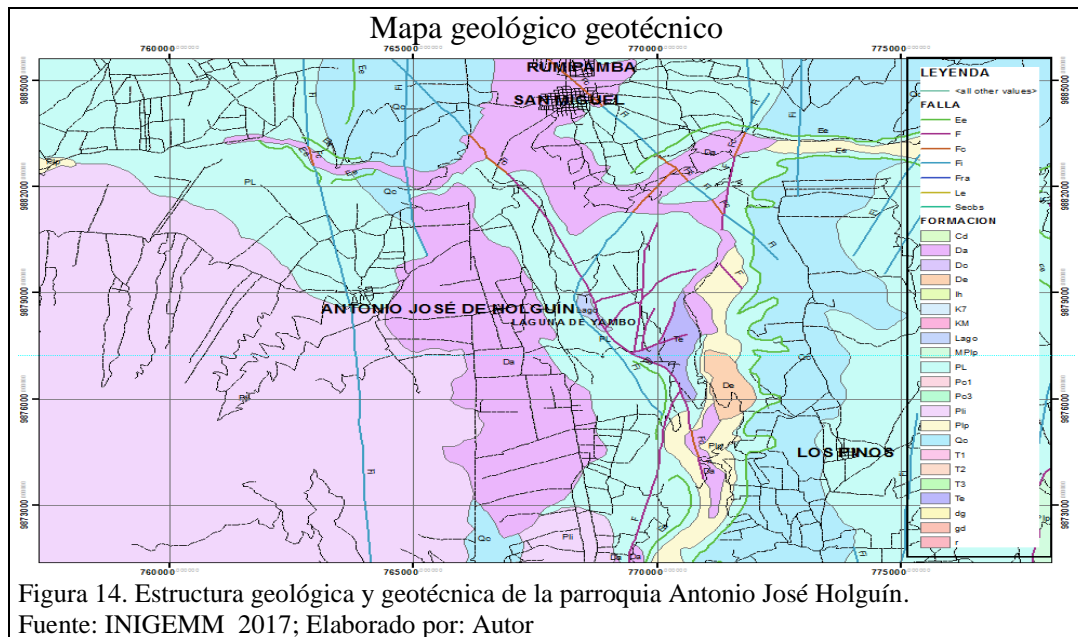
4.2. Geomorfología.

La zona de estudio se encuentra a una altura promedio de 2715m.s.n.m, hacia el noroccidente el volcán Cotopaxi, formando parte central de la Cordillera de los Andes de país. La zona de estudio presenta un relieve llano a ondulado, la pendiente oscila entre 5% y el 20%. Además, este se encuentra sobre la formación Latacunga que cuenta con 250m de profundidad la misma que pertenece al período pleistoceno y esta a su vez a la era cuaternaria.

4.3. Tectónica y estructura geológica.

El área se encuentra situada por dos fallas geológicas: Fi o falla inferida y Fc o falla cubierta las cuales atraviesa el área en dirección NS y SO respectivamente. En cuanto a la estructura geológica, el sector presenta diferentes edades geológicas que son Qc o depósito de ceniza, Pl que corresponde a piedra pómez, toba aglomerado y fluvio lacustre y Da que corresponde depósitos aluviales, todos estos conforman la Formación Latacunga que cuentan con 250m de profundidad formados en el periodo pleistoceno en la era cuaternaria. La tectónica y estructura geológica de la zona son representadas en

el siguiente gráfico:

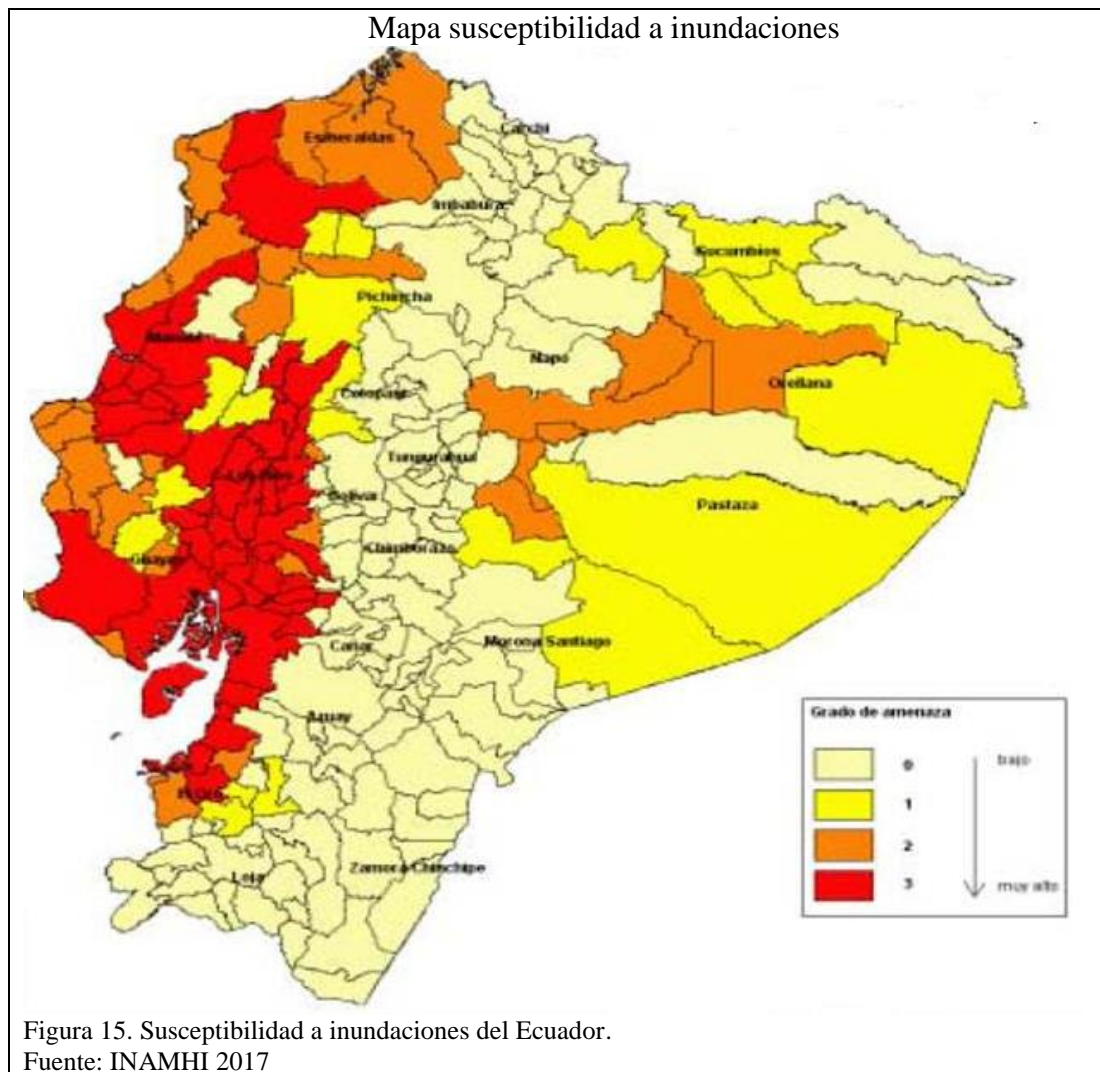


4.4. Riesgos naturales.

Los riesgos naturales son la probabilidad de que en el territorio sea afectado por algún suceso natural de rango extraordinario en este caso, el riesgo que afectaría directamente por procedencia geodinámica, es decir sismos efectuados por erupciones volcánicas, debido a que el proyecto se encuentra cerca del volcán Cotopaxi.

4.4.1. Susceptibilidad a inundaciones.

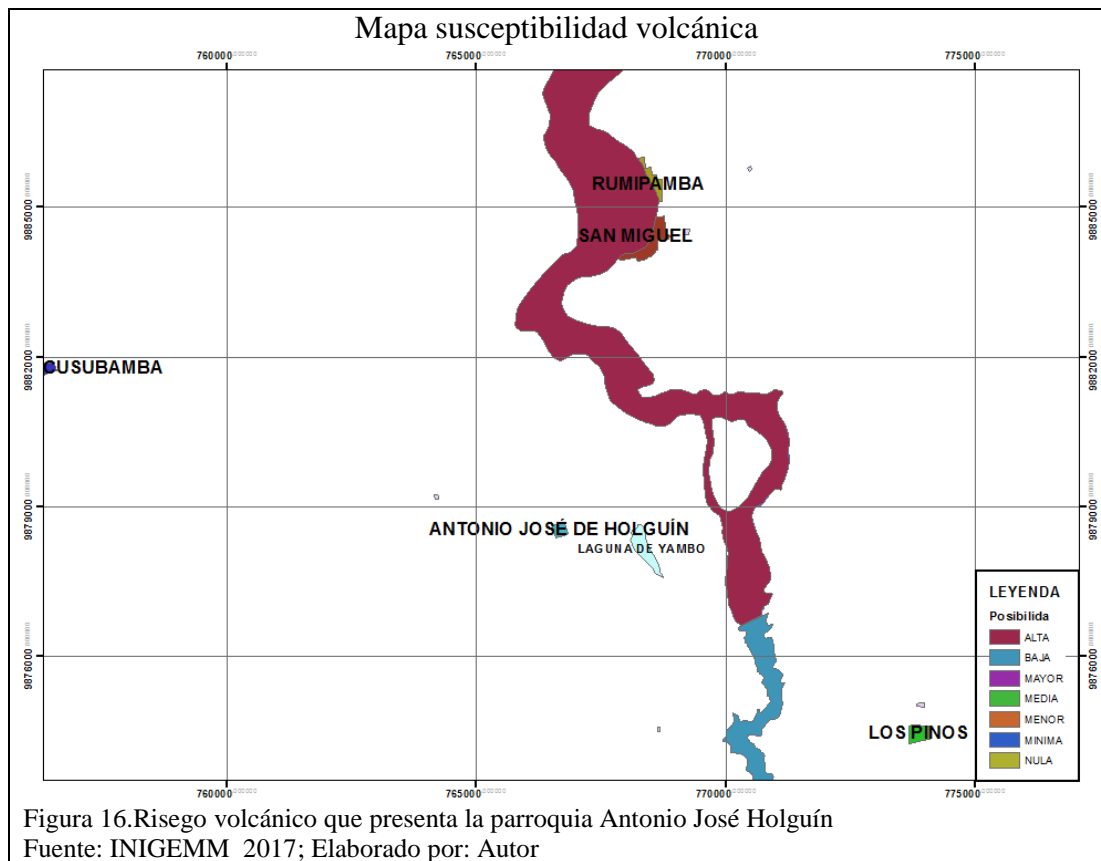
La zona donde se desarrolla el estudio no es cercana a ninguna rivera de río, por tanto, no es susceptible a inundaciones, que se evidencia en el siguiente grafico que detalla las zonas susceptibles a crecidas en el país.



En consecuencia, el sitio de estudio se encuentra en la zona 0 que determina decir que no es propensa a inundaciones.

4.4.2. *Susceptibilidad sísmica.*

Como se lo ha venido detallando con anterioridad, en la sección de riesgos naturales y en la de estructura geológica geotécnica, el área del proyecto es susceptible a movimientos de procedencia geodinámicas, producidos por la activación de la falla Fi o falla inferida o, así como también por las erupciones volcánicas producidas por el volcán Cotopaxi, detalladas en el siguiente mapa:



En el siguiente mapa se corrobora que el estudio se desarrolla en la zona 3, es decir un nivel muy alto susceptibilidad sísmica. Por otro lado, la normativa NEC 15 para el diseño sísmico indica que el sector se encuentra en la zona sísmica V con una caracterización de amenaza sísmica alta y una aceleración sísmica de 0.40 g referente a la gravedad.

- Contenido de agua % de Humedad
- Límites de consistencia (Límite Líquido y Límite de Plasticidad)
- Densidad
- Granulometría
- CBR

4.5.1. Clasificación de suelos AASHTO.

Desarrollado en 1929, propuesto originalmente para el Highway Research Board's Committee on Classification of Materials for Subgrades and Granular Type Roads. De acuerdo con la normativa, los suelos se pueden clasificar según ocho grupos principales, A-1 a A-8, con base a su distribución granulométrica, límite líquido e índice de plasticidad (Das, 2001, pág. 35).

Los suelos identificados en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales de grano grueso, y aquellos en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7 son materiales de grano fino. La turba, el fango y otros suelos altamente orgánicos se clasifican en el grupo A-8 y se identifican mediante una inspección visual (AASHTO 93 Desing Procedures For New Pavements, 1998).

Para complementar la clasificación se incluye el índice de grupo, donde entre mayor sea el valor del índice de grupo para un suelo dado, más deficiente será el desempeño del suelo como capa subrasante. Un índice de grupo de 20 o mayor indica un material muy deficiente para utilizarlo como capa subrasante. La fórmula para el índice de grupo es:

$$IG = (F_{200} - 35)\{0.2 + 0.005(LL - 40)\} + 0.01(F_{200} - 15)(IP - 10)$$

Donde:

F200= porcentaje que pasa la malla núm. 200, expresado como un número entero

LL=límite líquido

IP=índice de plasticidad

Para un suelo que pertenece al grupo A-2-6 o al A-2-7, para el índice de grupo se utiliza la ecuación parcial se relaciona con el índice de plasticidad:

$$IG = 0.001(F_{200} - 15)(IP - 10)$$

El estudio de suelos provisto por el GAD de la parroquia Antonio José Holguín indica que la sub-rasante es (A-2-4) conformado por arenas limosas o mezclas de arena y limo con los siguientes aspectos:

LL= 20.6 %

IP= No plástico

4.5.2. Clasificación de suelos SUCS.

El sistema de clasificación SUCS (Unified Soil Classification System) propuesto originalmente por Casagrande en 1942.

Los suelos compuestos por grava y arena con menos del 50% que pasa por el tamiz N°200, se simbolizan con el prefijo G o SG que significa grava o suelo gravoso y S arena o suelo arenoso.

Mientras los suelos de grano fino que pasa más del 50% del tamiz N°200 se identifica con el prefijo M, que significa limo inorgánico, C para arcilla inorgánica u O para limos

orgánicos. En el caso de turbas lodos y otros suelos altamente orgánicos se los simboliza con el prefijo Pt.

El GAD de la parroquia Antonio José Holguín proporcionó los datos de la sub-rasante compuesto por un suelo SM; es decir una arena limosa; la primera con partículas que varían desde 2mm a los 0.05mm de diámetro y limos.

4.5.3. Perfil estratigráfico.

Combinación del perfil natural del terreno en sentido longitudinal con respecto a sondeos en diferentes profundidades relacionadas con cada clasificación del suelo que conforma la sub-rasante sea esta SUCS o AASHTO

Los sondeos se los efectuó cada 500 m en ambas vías del proyecto, realizando excavaciones de 1 m de profundidad y recolectando las muestras, para determinar la clasificación del suelo y determinar el valor soporte del suelo CBR.

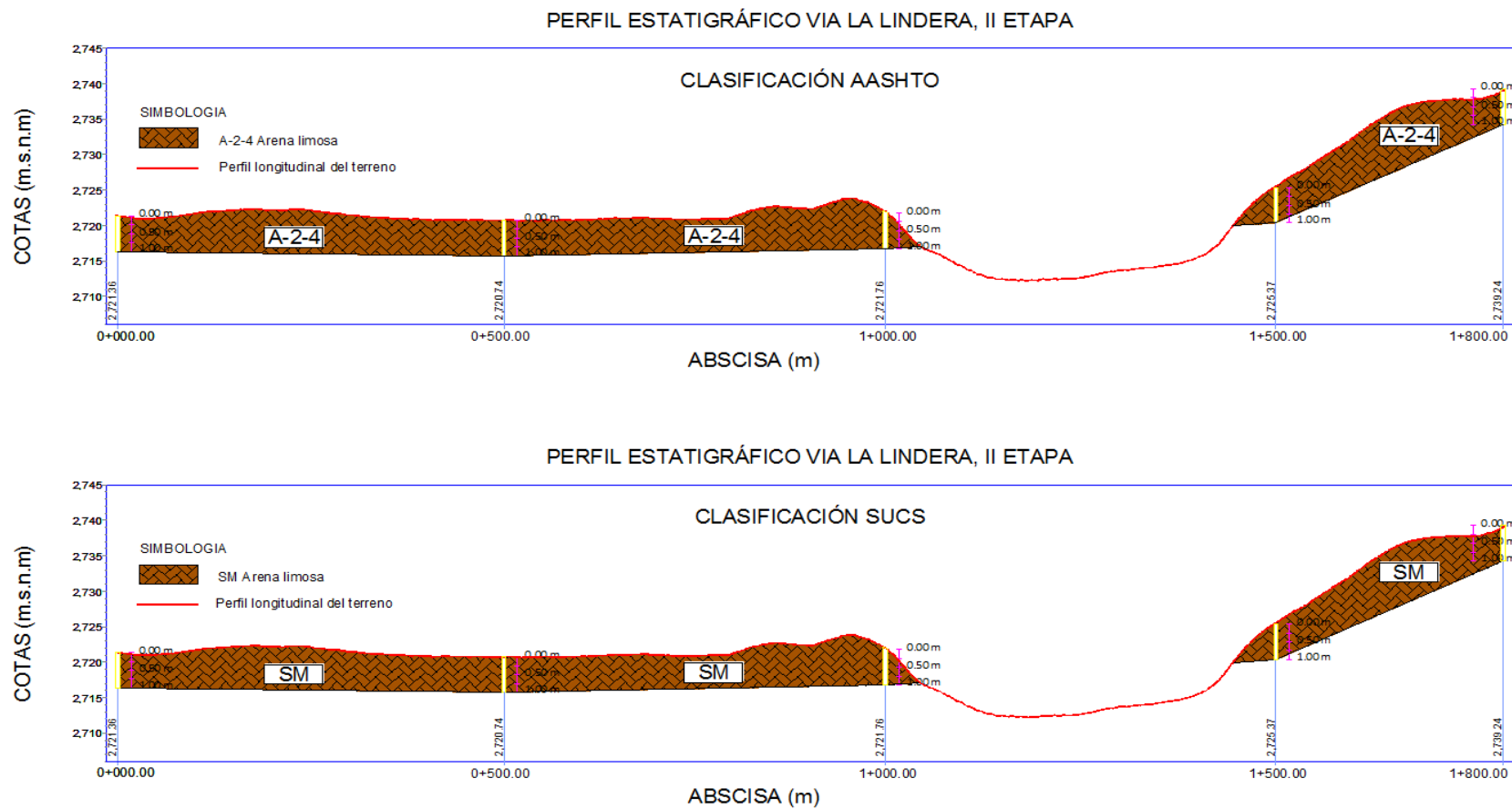
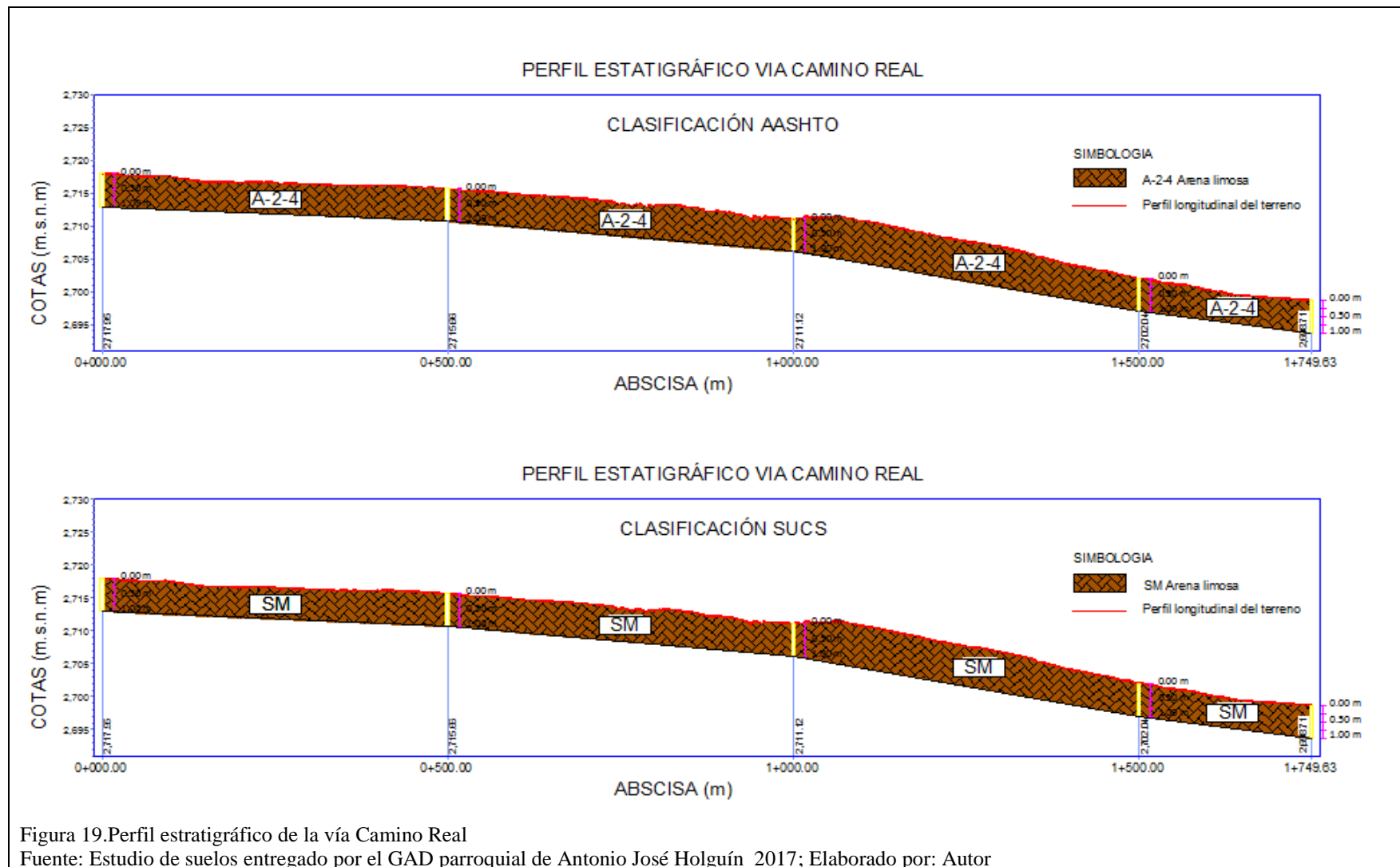


Figura 18. Perfil estratigráfico de la vía la Lindera, II etapa

Fuente: Estudio de suelos entregado por el GAD parroquial de Antonio José Holguín 2017; Elaborado por: Autor



4.5.4. Nivel freático.

Lugar geométrico donde todos los puntos de la presión hidrostática son igual a la presión atmosférica. Además es el techo del acuífero no confinado, donde se encuentra el agua (Rico Rodríguez, 1995, pág. 406).

No se evidencia la presencia de nivel freático (N.F) a la profundidad de 1 m, en los diferentes sondeos realizados en las vías del proyecto de acuerdo al estudio de suelos provisto por el GAD de la parroquia Antonio José Holguín.

4.5.5. California Bearing Ratio (CBR).

El CBR es una medida indirecta para determinar el esfuerzo cortante del suelo en condiciones de humedad y densidad que tiene su aplicación principalmente en el diseño de pavimentos flexibles (Higuera Sandoval, 2010, pág. 168).

Para determinar el valor del CBR, el ensayo se lo realiza bajo la normativa ASTM 1883, como se muestra a continuación en la clasificación del suelo en función al valor del CBR:

Tabla 21. Clasificación del suelo de acuerdo al valor del CBR

CBR	CLASIFICACIÓN
0-5	Sub-rasante muy mala
5-10	Sub-rasante mal
10-20	Sub-rasante regular a buena
20-30	Sub-rasante muy buena
30-50	Sub base buena
50-80	Base buena
80-100	Base muy buena

Fuente: Estudio de suelos entregado por el GAD parroquial de Antonio José Holguín 2017

El valor del CBR se obtuvo mediante el estudio de suelos provisto por el GAD de la parroquia Antonio José Holguín, a través del método del percentil 85, esto se por el motivo de optimización del diseño de las vías, la cual se representa en la siguiente tabla.

Tabla 22. Valores del CBR obtenidos.

VÍA	ABSCISA	ORDINAL	CBR%	CBR >a<	%ACUMULADO
LA LINDERA, II ETAPA	0+200	1	5.00	7.10	25
	1+600	2	6.10	7.00	50
CAMINO REAL	0+031	3	7.10	6.10	75
	1+630	4	7.00	5.00	100

Fuente: Estudio de suelos 2017 entregado por el GAD parroquial de Antonio José Holguín.

Valor del CBR al 75% \Rightarrow 6.10

Valor del CBR al 100% \Rightarrow 5.00

$$\text{Valor del CBR al 85\%} \Rightarrow 6.10 + \frac{85 - 75}{100 - 75} (5 - 6.10)$$

Valor del CBR al 85% \Rightarrow 5.66

El valor del CBR es de 5.66%, este valor será el adoptado para la determinar la resistencia de la subrasante así como también para el diseño del pavimento flexible.

4.6. Diseño de la estructura vial (Pavimento flexible).

El diseño de la estructura vial, consiste en determinar el espesor de las capas que interviene el pavimento flexible las cuales ayudan a disipar y transmitirlos esfuerzos

producidos por el tráfico hacia el terreo de soporte o sub-rasante.

4.6.1. Subrasante.

La subrasante es el apoyo de la estructura del pavimento, por lo tanto es necesario conocer su resistencia, con el fin de determinar las capas que conforman la estructura y además su funcionalidad ante las solicitaciones impuestas por la acción del clima y por el tránsito (Higuera Sandoval, 2010, pág. 136).

Establecido el valor del CBR de la sub-rasante, se fija el módulo resiliente Mr , en base a la guía de diseño establecida por AASTHO-93, en donde ha propuesto correlaciones del Mr en función al CBR:

- Si $CBR \leq 7.2\%$ $Mr = 1500 * CBR [psi]$
- Si $7.2 > CBR \geq 7.2\%$ $Mr = 3000 * CBR^{0.65} [psi]$
- Si $CBR > 20\%$ $Mr = 436 * \ln CBR + 241 [psi]$

Donde para CBR de diseño de la subrasante; $CBR=5.66\%$

$$Mr = 1500 * CBR$$

$$Mr = 1500 * 5.66$$

$$Mr = 8\,490\,psi$$

4.6.2. Material de mejoramiento.

Para sub-rasantes con valores de $CBR < 6\%$, la normativa MOP en la sección 402 recomienda reemplazar este material con un material granular de mejores características, esto se conoce como estabilización granulométrica.

La estabilización granulométrica es un proceso físico el cual tiene la finalidad de mejorar

las propiedades del suelo como son:

- Permeabilidad
- Resistencia al corte CBR
- Plasticidad
- Densidad

De acuerdo con la especificación MOP en la sección 402, expresa que la parte del material de mejoramiento que pase el tamiz N°40 (0.425 mm) debe cumplir con los siguientes requisitos:

1. Índice de plasticidad $IP < 9\%$
2. Límite líquido $LI = 35\%$
3. CBR mínimo $= 20\%$

4.6.3. Material de sub-base.

Material predominantemente granular que sirve de apoyo a la base y a la capa de rodadura. La sub-base se encarga de soportar los esfuerzos transmitidos por las cargas de los vehículos a través de las capas superiores y transmitidas a un nivel adecuado, mediante su calidad permite aumentar o disminuir el espesor de la base.

De acuerdo con la especificación MOP en la sección 403 expresa que los agregados que se empleen deben tener las siguientes características:

1. Abrasión (Durabilidad) máxima = 40%
2. Índice de plasticidad $IP < 6\%$
3. Límite líquido LI máximo = 25%
4. CBR mínimo = 30%

A demás la especificación MOP clasifica en 3 categorías a la sub-base en función a la granulometría:

Clase 1: obtenidas por trituración de roca o gravas, graduados uniformemente dentro de los límites indicados para la granulometría. Por lo menos el 30 % del agregado preparado deberá obtenerse por proceso de trituración.

Clase 2: son agregados extraídos mediante trituración o cribado en yacimientos de piedras fragmentadas naturalmente o de gravas.

Clase 3: se constituyen mediante agregados naturales y que se hallen graduados uniformemente dentro de los límites indicados.

La siguiente tabla se muestra la granulometría que presenta cada clase de sub-base establecida por las especificaciones MOP-001-F 2002.

Tabla 23. Granulometría de las diferentes clases de sub-base

TAMIZ	Porcentaje en peso que pasa a través de los tamices de malla cuadrada		
	CLASE 1	CLASE 2	CLASE 3
3" (76.2 mm.)	--	--	100
2" (50.4 mm.)	--	100	--
1 1/2 (38.1 mm.)	100	70 - 100	--
Nº 4 (4.75 mm.)	30 - 70	30 - 70	30 - 70
Nº 40 (0.425 mm.)	10 - 35	15 - 40	--
Nº 200 (0.075 mm.)	0 - 15	0 - 20	0 - 20

Fuente: (Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes, 2002, págs. IV-39)

4.6.4. Material de base.

Material granular que sirve como capa de transición y suministrar un apoyo uniforme, estable y permanente al pavimento así como también ayuda a controlar los cambios

volumétricos de la subrasante y disminuir al mínimo la acción superficial de tales cambios volumétricos sobre el pavimento. (Monsalve Escobar, 2012, pág. 24).

De acuerdo con la especificación MOP en la sección 404 expresa que los agregados que se empleen deben tener las siguientes características:

1. Abrasión (Durabilidad) máxima < 40%
2. Índice de plasticidad IP < 6%
3. Límite líquido LI máximo < 25%
4. CBR mínimo = 80%

La especificación MOP clasifica en 4 categorías a la base la cual está en función a la granulometría de cada clase estas son las siguientes:

Clase 1: constituidas por agregados gruesos y finos, triturados en un 100%, y se sub clasifican en Tipo A Y Tipo B, a continuación, se detallan los limites granulométricos especificados:

Tabla 24.Límites granulométricos de la base clase 1

TAMIZ	Porcentaje en peso que pasa a través de los tamices de malla cuadrada	
	Tipo A	Tipo B
2" (50.8 mm.)	100	—
1 1/2" (38.1mm.)	70 - 100	100
1" (25.4 mm.)	55 - 85	70 - 100
3/4" (19.0 mm.)	50 - 80	60 - 90
3/8" (9.5 mm.)	35 - 60	45 - 75
Nº 4 (4.76 mm.)	25 - 50	30 - 60
Nº 10 (2.00 mm.)	20 - 40	20 - 50
Nº 40 (0.425 mm.)	10 - 25	10 - 25
Nº 200 (0.075 mm.)	2 - 12	2 - 12

Fuente: (Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes, 2002, págs. IV-50)

Clase 2: conformadas por fragmentos de roca o grava trituradas, cuya fracción de agregado grueso será triturada al menos el 50% en peso, a continuación, en la siguiente tabla se detallan los límites granulométricos especificados:

Tabla 25. Límites granulométricos de la base clase 2

TAMIZ	Porcentaje en peso que pasa a través de los tamices de malla cuadrada
1" (25.4 mm.)	100
3/4"(19.0 mm.)	70 - 100
3/8"(9.5 mm.)	50 - 80
Nº 4 (4.76 mm.)	35 - 65
Nº 10 (2.00 mm.)	25 - 50
Nº 40 (0.425 mm.)	15 - 30
Nº 200 (0.075 mm.)	3 - 15

Fuente: (Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes, 2002, págs. IV-50)

Clase 3: constituidas por fragmentos de roca o grava trituradas, cuya fracción de agregado grueso será triturada al menos el 25% en peso, a continuación, se detallan los límites granulométricos especificados:

Tabla 26. Límites granulométricos de la base clase 3

TAMIZ	Porcentaje en peso que pasa a través de los tamices de malla cuadrada
3/4"(19.0 mm.)	100
Nº 4 (4.76 mm.)	45 - 80
Nº 10 (2.00 mm.)	30 - 60
Nº 40 (0.425 mm.)	20 - 35
Nº 200 (0.075 mm.)	3 - 15

Fuente: (Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes, 2002, págs. IV-50)

Clase 4: compuestas por agregados obtenidos por trituración o cribado de piedras fragmentadas naturalmente o de gravas, a continuación, se detallan los límites granulométricos especificados:

Tabla 27.Limites granulométricos de la base clase 4

TAMIZ	Porcentaje en peso que pasa a través de los tamices de malla cuadrada
2" (50.8 mm.)	100
1" (25.4 mm.)	60 - 90
Nº 4 (4.76 mm.)	20 - 50
Nº 200 (0.075 mm.)	0 - 15

Fuente: (Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes, 2002, págs. IV-50)

4.7. Fuente del material pétreo.

La mina Mulaló San Ramón cuenta con la certificación N° ARCOM-R-CR-2014-0527 otorgada por le Agencia de Regulación de Control minero y con la certificación concedida por GAD de la provincia de Cotopaxi, esta se encuentra ubicada a 45.3 km en dirección noreste medida desde el centro de gravedad del proyecto.

4.7.1. Localización de la mina.

País: Ecuador

Provincia: Cotopaxi

Cantón: Latacunga

Parroquia: Mulaló



4.7.2. Calificación de los materiales de la mina.

Los ensayos de laboratorio de la mina Mulaló San ramón, proporcionados por el departamento de fiscalización del GAD de la Provincia de Cotopaxi, dan a conocer que los materiales que proporciona la mina son aptos para conformar la estructura vial, por lo que estas cumplen con las especificaciones MOP-001-F 2001.

La calidad de los materiales, se determinó el día 30 de enero del 2014 en el departamento de ensayo de materiales de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Central del Ecuador realizó una serie de pruebas a las muestras de agregado grueso y fino las cuales se detallan a continuación.

- Ensayo granulométrico.
- Ensayo de durabilidad (abrasión) del agregado grueso.

Los resultados de los ensayos realizados a las muestras extraídas de la mina Mulaló San Ramón son:

Tabla 28.Límites granulométricos Base Clase 4

MALLA No.	ABERTURA (mm)	MASA RETENIDA PARCIAL	MASA RETENIDA ACUMULADA	PORCENTAJE RETENIDO (%)	PORCENTAJE QUE PASA (%)	PORCENTAJE QUE PASA CORREGIDO (%)
3"	76,200	0,00	0,00	0,00	100,00	100
2 1/2"	66,540	0,00	0,00	0,00	100,00	100
2"	50,400	0,00	0,00	0,00	100,00	100
1 1/2"	38,100	7190,00	7190,00	48,17	51,83	52
1"	25,400	509,80	7699,80	51,59	48,41	48
3/4"	19,000	814,80	8514,40	57,05	42,95	43
1/2"	12,500	1134,00	9648,40	64,65	35,35	35
3/8"	9,500	410,80	10059,20	67,40	32,60	33
#4	4,750	852,60	10911,80	73,11	26,89	27
#10	2,360	870,30	11782,10	78,94	21,06	21
#40	0,600	677,50	13181,30	88,32	11,68	12
#200	0,075	563,10	14646,90	98,14	1,86	2
PASA No. 200		277,90				
Peso material		14924,80				

Fuente: UCE, departamento de ensayo de materiales

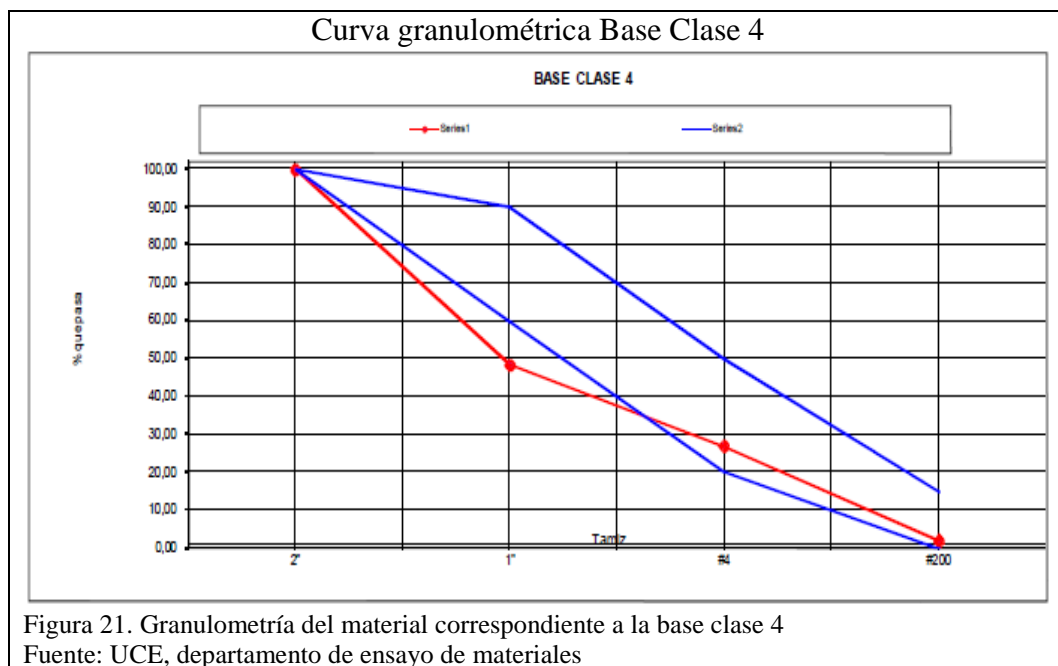


Tabla 29. Abrasión de la Base Clase 4

Graduación	=	A	
Número de Bolas	=	12	
Peso Original (gr)	=	5000	
Peso retenido Tamiz # 12(gr)	=	3840	
Peso Pasa Tamiz # (12 gr)	=	1160	
Desgaste (%)	=	23	<40%

Fuente: UCE, departamento de ensayo de materiales

Tabla 30. Limites granulométricos Sub base Clase 3

MALLA No.	ABERTURA (mm)	MASA RETENIDA PARCIAL	MASA RETENIDA ACUMULADA	PORCENTAJE RETENIDO (%)	PORCENTAJE QUE PASA (%)	PORCENTAJE QUE PASA CORREGIDO (%)
3"	76,200	4587,90	4587,90	23,88	76,12	76
2 1/2"	66,540	581,60	5149,50	28,92	73,08	73
2"	50,400	495,00	5644,50	29,51	70,49	70
1 1/2"	38,100	946,00	6590,50	34,45	65,55	66
1"	25,400	703,70	7294,20	38,13	61,87	62
3/4"	19,000	516,40	7810,60	40,83	59,17	59
1/2"	12,500	881,80	8692,40	45,44	54,56	55
3/8"	9,500	609,90	9302,30	48,63	51,37	51
#4	4,750	1659,40	10961,70	57,30	42,70	43
#10	2,360	1837,40	12799,10	66,90	33,10	33
#40	0,600	1377,20	15795,30	82,57	17,43	17
#200	0,075	1082,80	18629,40	97,38	2,62	3
PASA No. 200		501,10				
Peso material		19130,50				

Fuente: UCE, departamento de ensayo de materiales

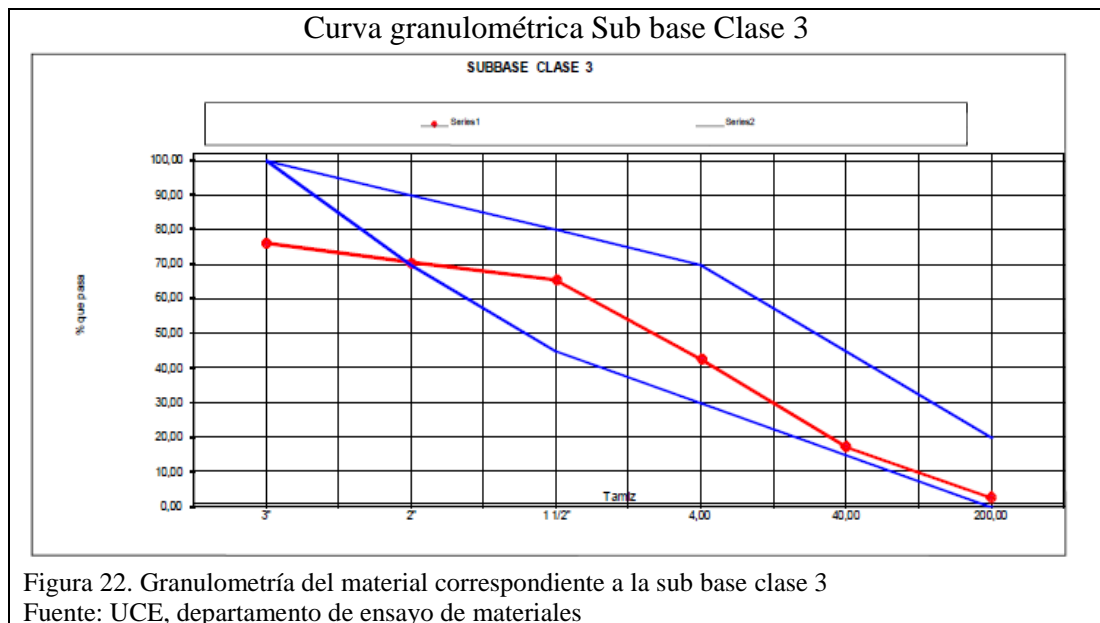


Tabla 31. Abrasión de la Sub base Clase 3

Graduación	=	A	
Número de Bolas	=	12	
Peso Original (gr)	=	5000	
Peso retenido Tamiz # 12(gr)	=	3560	
Peso Pasa Tamiz # (12 gr)	=	1440	
Desgaste (%)	=	29	<40%

Fuente: UCE, departamento de ensayo de materiales

En base a los ensayos realizados a la muestra, el material de la mina Mulaló San Ramón, califica para ser utilizado en la conformación de la estructura vial como:

- Material de mejoramiento.
- Material de sub-base.
- Material de base.

Capítulo 5

5. Diseño de pavimento

5.1. Generalidades.

El diseño del pavimento consiste en determinar el espesor de cada capa que conforma la estructura vial además que cumpla con el nivel de serviciabilidad, es decir la capacidad que tiene un pavimento para servir bajo condiciones de tráfico y ambientales a lo largo del periodo de diseño.

El diseño de pavimento flexible se realizó aplicando el método estadístico AASHTO 93, que se basa primordialmente en identificar un “número estructural (SN)” para el pavimento, que pueda soportar el nivel de carga solicitado.

5.2. Diseño de pavimento por el método AASHTO 1993.

5.2.1. *Pavimento flexible.*

La estructura del pavimento flexible se conforma por las capas, carpeta asfáltica, base, sub-base y sub-rasante o superficie de apoyo. El diseño del pavimento flexible se hace usando en primera instancia el método de la AASHTO, como indicador del cálculo final de espesores, por ser este método conservador. (Monsalve Escobar, 2012, pág. 88).

5.2.1.1. *Variables de diseño.*

El método AASHTO 93 considera los siguientes variables y parámetros de cálculo que intervienen en la ecuación que se presenta a continuación:

$$\log_{10} W_{18} = Z_r + 9.36 * \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right)}{0.4 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10} M_r - 8.07$$

Donde:

W_{t18} = Número de repeticiones de cargas equivalentes de 18 kips. (8.2 Ton) acumuladas en el periodo de diseño.

Z_r = Desviación normal.

S_o = Desviación estándar.

SN = Número estructural [pulg].

ΔPSI = Pérdida de serviciabilidad.

M_r = Módulo resiliente de la subrasante [psi].

5.2.1.2. *Periodo de diseño.*

Se considerada en función del grado de serviciabilidad mínima, que brindará la vía durante toda su vida útil, es decir cuando la vía necesita la rehabilitación del pavimento.

El periodo de diseño que se emplea en el diseño de un pavimento flexible es de 15-20 años, la obtención de éste se lo realiza en base a la tasa de crecimiento anual del tráfico, para el desarrollo del proyecto se adoptó un periodo de 20 años.

5.2.1.3. *Tránsito equivalente.*

De lo desarrollado en el capítulo 3 referente al tránsito se determinó el valor del N° de ESALS o $W_{18} = 1\,424\,314.84$ Ejes equivalentes de 8.2 Ton.

5.2.1.4. Nivel de confiabilidad (R).

Medida que incluye algún grado de incertidumbre en el proceso de diseño, ya que establece un criterio que está atribuido con la capacidad del pavimento frente a solicitudes exteriores (Higuera Sandoval, 2010, pág. 79).

A continuación, se presentan los niveles de confianza recomendados para diferentes tipos de carreteras, en función de este valor se determinará la desviación normal estándar Z_r :

Tabla 32. Niveles de confiabilidad para varios tipos de carreteras

TIPO DE CARRETERAS	NIVELES	
	Urbana	Rural
Carreteras interestatales y autopistas	85 - 99.9	80 - 99.9
Arterias principales	80 - 99	75 - 95
Vías colectoras	80 - 95	75 - 95
Vías locales	50 - 80	50 - 80

Fuente: (AASHTO 93 Desing Procedures For New Pavements, 1998, págs. II-9)

El TPDA desarrollado en el capítulo 3, las vías están catalogadas como Colectoras, que a su vez se encuentran ubicadas en una parroquia rural, por tal motivo el valor de confiabilidad utilizado en el proyecto corresponde $R=85\%$, con una desviación normal estándar $Z_r = -1.037$, la cual se estableció mediante la siguiente tabla:

Tabla 33. Valores de la desviación normal estándar en función de la confiabilidad.

CONFIABILIDAD (%)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR
50	0,000
60	-0,253
70	-0,524
75	-0,674
80	-0,841
85	-1,037
90	-1,282
91	-1,340

92	-1,405
93	-1,476
94	-1,555
95	-1,645
96	-1,751
97	-1,881
98	-2,054
99	-2,327
99,9	-3,090
99,99	-3,750

Fuente: (AASHTO 93 Desing Procedures For New Pavements, 1998)

5.2.1.5. *Desviación estándar o Error normal combinado (So).*

Esta dada por la variación de las propiedades de los materiales que conforma la estructura vial y la variación de estimación del tránsito, condiciones climáticas y la calidad en la etapa de construcción los valores del So, se muestran a continuación (Higuera Sandoval, 2010, pág. 80).

Tabla 34. Valores de Error normal combinado para pavimentos flexibles.

PROYECTO DE PAVIMENTO	DESVIACIÓN ESTÁNDAR So
Rango para pavimentos flexibles	0.40 - 0.50
Construcción nueva	0.45
Sobre capas	0.50

Fuente: (AASHTO 93 Desing Procedures For New Pavements, 1998, págs. I-62)

El valor adoptado de la desviación estándar $So=0.50$

5.2.1.6. Criterios de adopción de niveles de serviciabilidad.

El índice de serviciabilidad tiene en cuenta el comportamiento del pavimento a lo largo de su periodo de diseño quedando definido por una calificación de 1 correspondiente a pésimas condiciones y 5 perfecto estado del pavimento.

5.2.1.7. Serviciabilidad inicial (P_o).

Para pavimentos flexibles el valor de serviciabilidad inicial está “en función del diseño del pavimento y la calidad de construcción”. El valor recomendado por la normativa AASHTO es de $P_o=4.2$ (AASHTO 93 Desing Procedures For New Pavements, 1998, pág. 172).

5.2.1.8. Serviciabilidad final (P_t).

El valor se determina cuando ocurre la falla funcional del pavimento, está “en función del tipo de carretera y al criterio del diseñador” los valores de serviciabilidad final recomendados se presentan a continuación.

Tabla 35. Índices recomendados de serviciabilidad P_t

TIPO DE VÍA	SERVICIABILIDAD FINAL P_t
Autopistas	2.5 – 3.0
Carreteras	2.0 – 2.5

Fuente: (AASHTO 93 Desing Procedures For New Pavements, 1998, págs. II-10)

Provisto que las vías se encuentran catalogadas como colectoras se adopta un valor de serviciabilidad final $P_t=2.20$

5.2.1.9. *Pérdida del índice de serviciabilidad (ΔPSI).*

La pérdida del índice de serviciabilidad es:

$$\Delta PSI = P_o - P_t$$

$$\Delta PSI = 4.20 - 2.20$$

$$\Delta PSI = 2.00$$

5.2.1.10. *Módulo resiliente de la sub-rasante.*

Medida de las propiedades elásticas del suelo que presenta características no lineales (Higuera Sandoval, 2010, pág. 82)

El valor del módulo resiliente se lo determinó en el capítulo 4 referente al estudio geológico geotécnico con el siguiente resultado:

$$Mr = 8\,490\,psi$$

5.2.1.11. *Consideraciones de drenaje en el diseño de pavimentos.*

Los coeficientes de drenaje para las capas granulares de base y sub-base se seleccionan mediante las características del material, la calidad de drenaje y el porcentaje de tiempo en que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación (Higuera Sandoval, 2010, pág. 90).

Tabla 36. Calidad de drenaje

CALIDAD DE DRENAJE	TIEMPO QUE EL AGUA TARDA EN SER EVACUADA
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Pobre	1 mes
Muy malo	El agua no evacua

Fuente: (AASHTO 93 Desing Procedures For New Pavements, 1998, págs. II-22)

La calidad de drenaje de los materiales granulares de cada capa que conformarán de la estructura vial son buenas, ya que estas cumplen con los requisitos establecidos por la normativa MOP, además estas se implementarán alrededor de terrenos de cultivos, que permite que el tiempo de evacuación del agua sea de 1 día.

Los niveles de humedad próximos a la saturación dependerán de la calidad del drenaje de los materiales granulares y del periodo de tiempo de las precipitaciones a lo largo de un año, se tomará como la referencia de las precipitaciones medias mensuales de la estación M127 correspondiente a la serie multianual de 1970-2014.

El porcentaje de tiempo que la estructura del pavimento, está expuesta a grados de humedad próximos a la saturación, se lo realizo con la siguiente fórmula:

$$Tm_2 = \frac{\text{Presipitaciones de meses de lluvia} * 100}{\text{Presipitación total anual}}$$

Donde:

Precipitaciones de meses de lluvia corresponde a la época invernal que se extiende desde el mes de febrero a junio con un valor de 329.3 mm mientras que la precipitación total anual

Con un valor de 670.7 mm.

$$Tm_2 = \frac{\text{Presipitaciones de meses de lluvia} * 100}{\text{Presipitación total anual}}$$

$$Tm_2 = \frac{329.3 * 100}{670.7}$$

$$Tm_2 = 49.01\%$$

A continuación, se presentan los valores del coeficiente de drenaje m_i recomendados, los cuales están en función de la calidad del drenaje y del grado de saturación que está expuesta la estructura.

Tabla 37. Coeficientes de drenaje recomendados

CALIDAD DE DRENAJE	PORCENTAJE DE TIEMPO CON LA ESTRUCTURA EXPUESTA A NIVELES DE HUMEDAD PRÓXIMOS A LA			
	< 1 %	1 a 5 %	5 a 25 %	> 25%
Excelente	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.20
Bueno	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.15 - 1.00	1.00
Regular	1.25 - 1.15	1.15 - 1.05	1.00 - 0.80	0.80
Pobre	1.15 - 1.05	1.05 - 0.80	0.80 - 0.60	0.60
Muy Pobre	1.05 - 0.95	0.95 - 0.75	0.75 - 0.40	0.40

Fuente: (AASHTO 93 Desing Procedures For New Pavements, 1998, págs. II-25)

El porcentaje de tiempo que la estructura del pavimento está expuesta a grados de humedad y al tiempo de drenaje de los materiales granulares los valores del coeficiente m_i son los siguientes:

- Base $m_2 = 1.00$
- Sub-Base $m_3 = 0.80$
- Mejoramiento $m_4 = 0.80$

5.2.1.12. *Determinación del coeficiente estructural (a_i) y el módulo resiliente (M_r) para las capas de rodadura.*

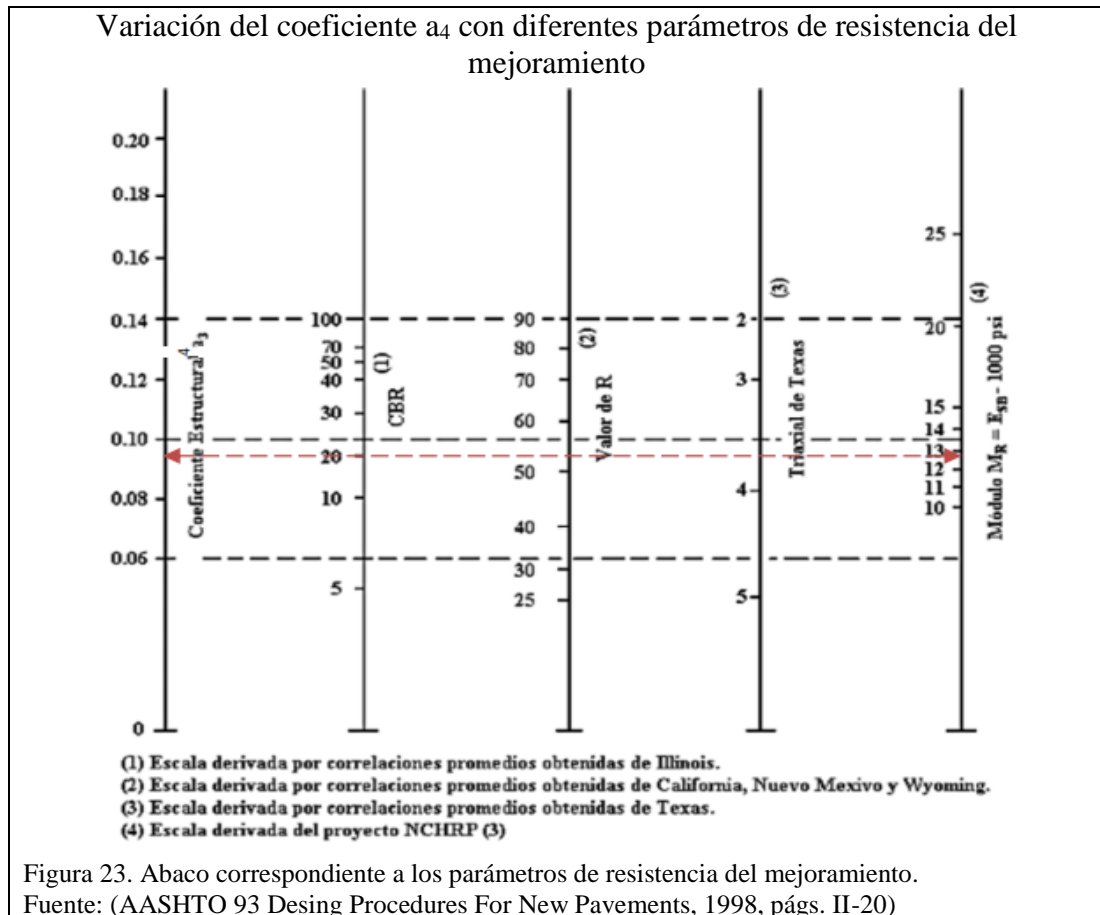
Estos factores se encuentran tabulados mediante monogramas, donde se puede estimar coeficiente estructural a_i con base en uno de cuatro diferentes pruebas de laboratorio.

- **Mejoramiento**

De acuerdo con la especificación MOP en la sección 402 expresa que la parte del material de mejoramiento que pase el tamiz N°40 (0.425 mm) debe cumplir con los siguientes requisitos:

- a. Índice de plasticidad $IP < 9\%$
- b. Límite líquido $LI = 35\%$
- c. CBR mínimo $= 20\%$

Con ayuda del monograma se determina el valor del coeficiente estructural y el módulo resiliente M_r en función al CBR mínimo = 20%:



Con el valor del CBR mínimo = 20% se obtiene lo siguiente:

- $a_4 = 0.095$
- $M_r = 12\,733$ psi
- **Sub-base**

La especificación MOP en la sección 403 expresa que los agregados que se empleen deben tener las siguientes características:

- a. Abrasión (Durabilidad) máxima = 40%
- b. Índice de plasticidad $IP < 6\%$
- c. Límite líquido LI máximo = 25%
- d. CBR mínimo = 30%

Conforme al CBR mínimo = 30% y con ayuda del monograma se determina el valor del coeficiente estructural y el módulo resiliente M_r :

Variación del coeficiente a_3 con diferentes parámetros de resistencia de la sub-base

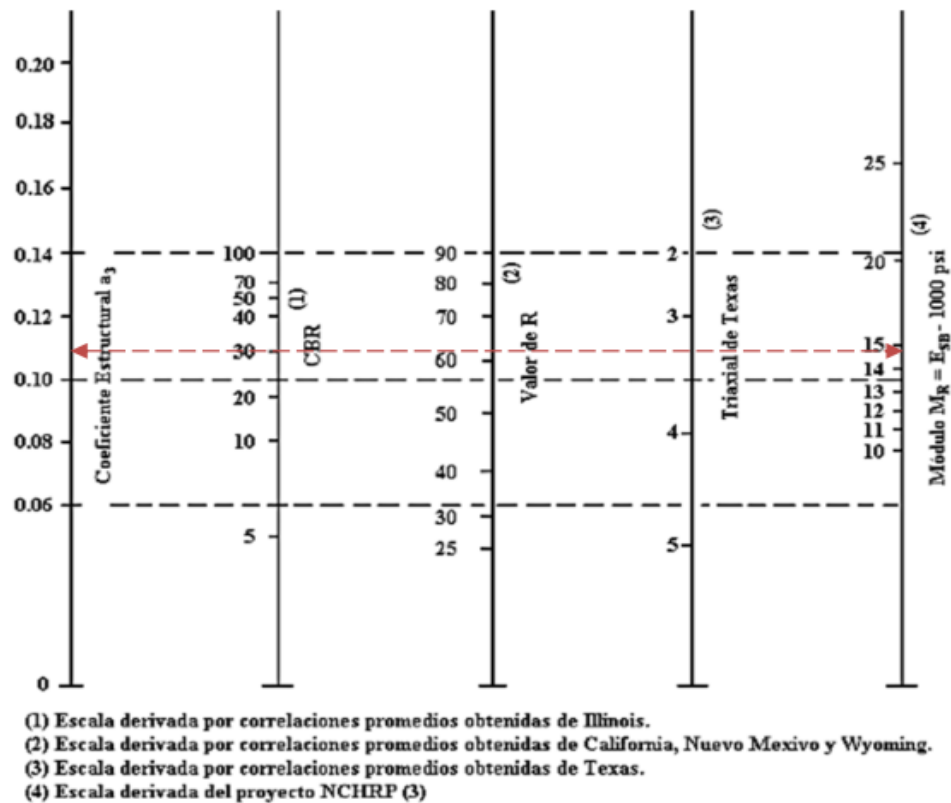


Figura 24. Abaco correspondiente a los parámetros de resistencia del mejoramiento.

Fuente: (AASHTO 93 Desing Procedures For New Pavements, 1998, págs. II-21)

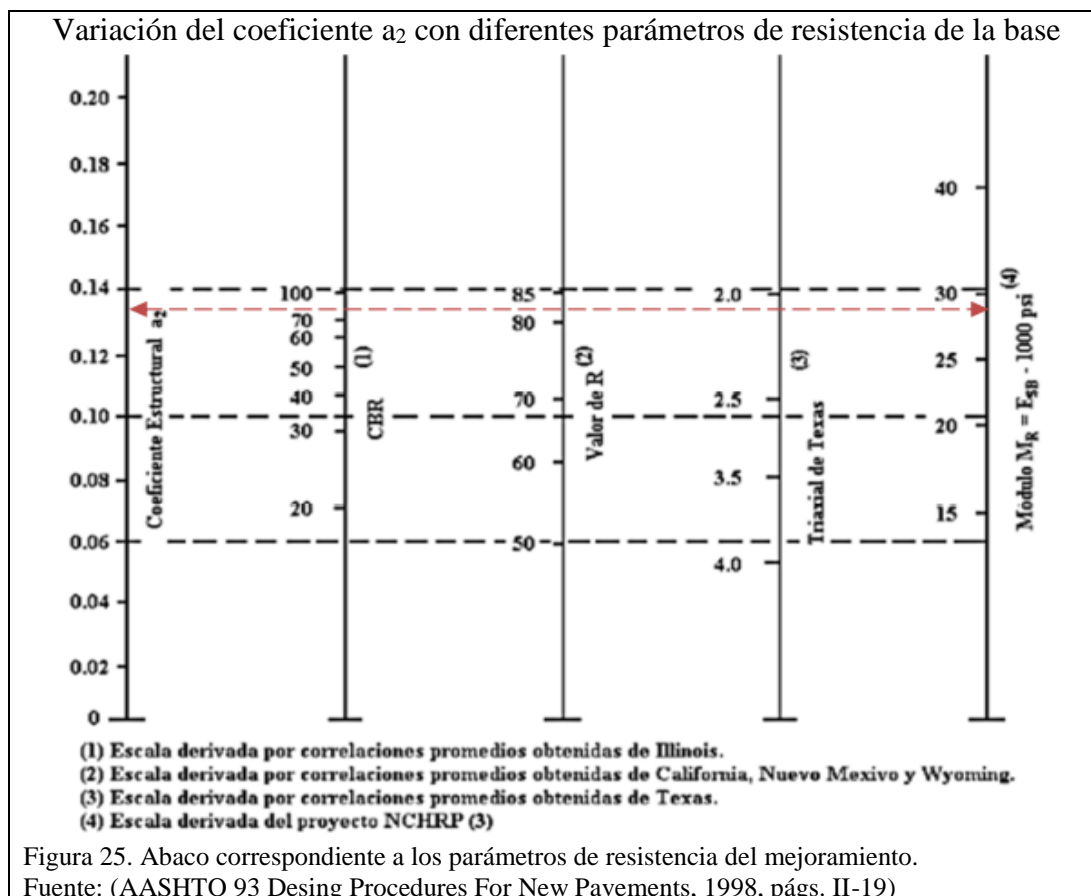
Con el valor del CBR mínimo = 30% se obtiene lo siguiente:

- $a_3 = 0.109$
- $Mr = 15\ 000\ \text{psi}$
- **Base**

De acuerdo con la especificación MOP en la sección 404 expresa que los agregados que se empleen deben tener las siguientes características:

- a. Abrasión (Durabilidad) máxima < 40%
- b. Índice de plasticidad $IP < 6\%$
- c. Límite líquido LI máximo < 25%
- d. CBR mínimo = 80%

Conforme al CBR mínimo = 80% y con ayuda del monograma se determina el valor del coeficiente estructural y el módulo resiliente Mr :



Con el valor del CBR mínimo = 80% se obtiene lo siguiente:

- $a_2 = 0.134$
- $M_r = 28\,700$ psi
- **Capa de rodadura**

Las mezclas asfálticas de granulometría cerrada (densa) y semicerrada deberán cumplir con los requisitos especificados en la siguiente tabla:

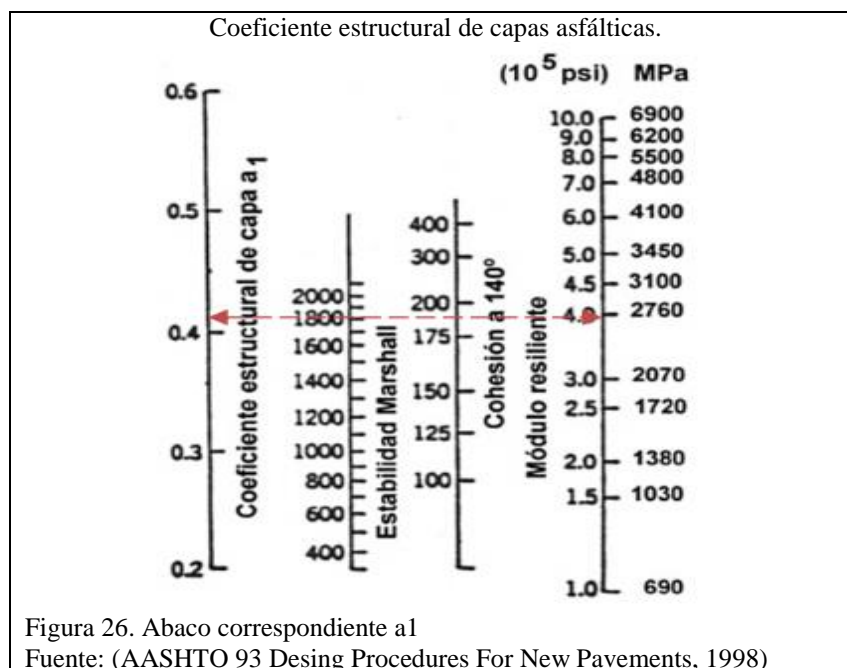
Tabla 38. Criterios de control de calidad de mezclas asfálticas

TIPO DE	MUY		PESADO		MEDIANO		LIVIANO	
Criterios Marshall	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
No. de golpes/capa	75		75		75		75	
Estabilidad [lb]	2200	---	1800	---	1200	---	1000	2400
Flujo [in/100]	8	14	8	14	8	16	8	16
- Capa de rodadura	3	5	3	5	3	5	3	5

- Capa intermedia	3	8	3	8	3	8	3	8
- Capa base	3	9	3	9	3	9	3	9

Fuente: (Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes, 2002, pág. 105)

Considerando que el diseño de pavimentos se realiza en base al tráfico pesado, se obtiene el valor de la estabilidad Marshall mínima de 1800 lb para tráfico pesado. Este valor será usado en el monograma que se presenta a continuación para determinar el coeficiente estructural (a_1) y el módulo de resiliencia (M_r) de la capa de rodadura.



Para este caso con una estabilidad Marshall de 1800 lb, se obtiene el coeficiente estructural $a_1 = 0.411$, y un módulo resiliente $M_r = 396\,200$ psi.

5.2.1.13. Determinación del número estructural (SN)

El número estructural es una cifra abstracta se representa la resistencia total de un pavimento para unas determinadas condiciones de sub-rasante, tránsito, índice de servicio y condiciones ambientales.

El número estructural se determina por medio de la expresión general o fórmula básica de la AASHTO, parte del conocimiento del tránsito de diseño, condiciones de

serviciabilidad, condiciones ambientales y resistencia de la sub-rasante (Higuera Sandoval, 2010, pág. 81)

Ecuación básica AASHTO 93.

Ecuación AASHTO 93

Tipo de Pavimento
☒ Pavimento flexible ☐ Pavimento rígido

Confiability (R) y Desviación estándar (So)
 85 % Zr=-1.037 So 0.50

Serviciabilidad inicial y final
 PSI inicial 4.2 PSI final 2.2

Módulo resiliente de la subrasante
 Mr 8490 psi

Información adicional para pavimentos rígidos
 Módulo de elasticidad del concreto - Ec (psi)
 Módulo de rotura del concreto - Sc (psi)
 Coeficiente de transmisión de carga - (J)
 Coeficiente de drenaje - (Cd)

Tipo de Análisis
☒ Calcular SN **W18 = 1424314.84**
☐ Calcular W18

Número Estructural
SN = 3.34

Calcular Salir

Figura 27. Cálculo del número estructural AASHTO 1993
 Fuente: (Vásquez Varela, 2000)

5.2.2. Determinación de los espesores de cada capa.

A partir del número estructural calculado y el tránsito de diseño, se obtienen los espesores de las capas granulares que conforman el pavimento. Es necesario identificar los espesores que conforman la estructura vial, que combinados suministran la capacidad de carga que corresponde al SN de diseño.

La siguiente ecuación proporciona el fundamento para convertir el SN en el espesor real de la capa de rodadura, base y sub-base:

$$SN = a_1 * d_1 + a_2 * d_2 * m_2 + a_3 * d_3 * m_3$$

Donde:

SN= Número estructural del pavimento

a_i = Coeficiente estructural de la capa

d_i = Espesor de la capa

m_i = Coeficiente de drenaje de las capas granulares

La condición que se debe cumplir es que el número estructural $SN_{tránsito}$ sea menor o igual al número estructural $SN_{estructural}$.

$$SN_{Tránsito} \leq SN_{Estructural}$$

Si esta condición se cumple, los espesores adoptados en el modelo son adecuados y se empieza a buscar la optimización de la estructura. Si esta condición no cumple, se debe modificar los espesores de las capas sus coeficientes estructurales.

La AASHTO recomienda adoptar espesores mínimos para las capas de pavimento pues es generalmente poco práctico y desfavorable la transferencia de los esfuerzos producidos por el tráfico al colocar capas de rodadura de espesor reducido.

Tabla 39. Espesores mínimos recomendados por la AASHTO en función de los ESALS

Número de ESALS	Concreto asfáltico, D1		Base granular, D2	
	Pulgadas	Centímetros	Pulgadas	Centímetros
Menos de 50.000	1 o TS	2.5 o TS	4.0	10.0
50.000 - 150.000	2.0	5.0	4.0	10.0
150.001 - 500.000	2.5	6.5	4.0	10.0
500.001 – 2.000.000	3.0	7.5	6.0	15.0

2.000.001 - 7.000.000	3.5	9.0	6.0	15.0
Más de 7.000.000	4.0	10.0	6.0	15.0

Fuente: (AASHTO 93 Desing Procedures For New Pavements, 1998, págs. II-35)

Por medio del N° de ESALS calculados $W_{18} = 1\,424\,314.84$ Ejes equivalentes de 8.2

Ton y por la tabla 39 los espesores mínimos serán los siguientes:

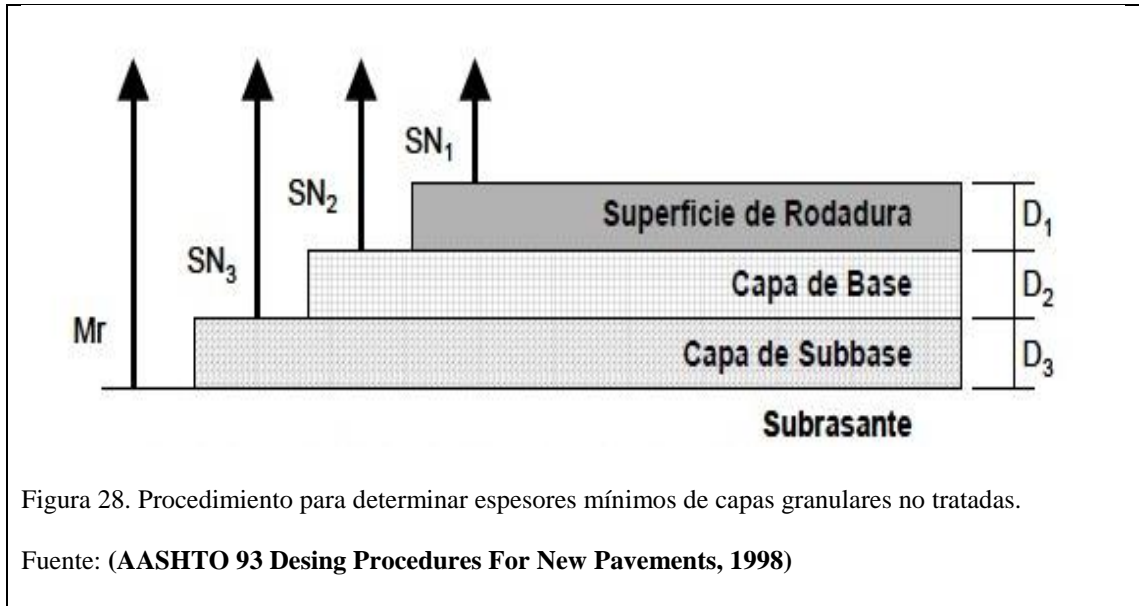
- Capa de rodadura $D_1 = 3.0 \text{ in}$ o $D_1 = 7.5 \text{ cm}$
- Base $D_2 = 6.0 \text{ in}$ o $D_2 = 15 \text{ cm}$

5.2.3. *Espesores mínimos en función del SN.*

Las deformaciones verticales excesivas tienen como fin no llegar a producir deformaciones permanentes sobre las capas granulares no tratadas por la acción del tránsito.

El control de los espesores de las capas granulares que conforman la estructura del pavimento se realiza a través del SN requeridos, para proteger cada capa no tratada utilizando el módulo resiliente que se encuentra inmediatamente por debajo, el proceso se lo indica en la siguiente figura:

Sistema multicapa.



Para cumplir con el control de los espesores de las capas granulares la AASHTO considera las siguientes ecuaciones:

- **Capa de rodadura**

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1} \qquad SN_1^* = a_1 D_1^*$$

- **Base**

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2} \qquad SN_2^* = a_2 m_2 D_2^*$$

- **Sub base**

$$D_3 \geq \frac{SN_3 - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 m_3} \qquad SN_3^* = a_3 m_3 D_3^*$$

- **Mejoramiento**

$$D_4 \geq \frac{SN_4 - (SN_1^* + SN_2^* + SN_3^*)}{a_4 m_4} \quad SN_4^* = a_4 m_4 D_4^*$$

Obtenido el número estructural SN de cada capa se procede con la siguiente verificación:

$$SN_1^* + SN_2^* + SN_3^* + SN_4^* \geq SN$$

Donde:

SN* = Número estructural calculado

SN = Número estructural requerido

Para determinar los espesores de cada capa D y su correspondiente número estructural SN se emplea el programa computacional AASHTO 93 elaborado por (Vásquez Varela, 2000).

- **Capa de rodadura**

$$a_1 = 0.411$$

$$Mr = 396\,200 \text{ psi}$$

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1} \quad SN_1^* = a_1 D_1^*$$

$$D_1 \geq \frac{2.14}{0.411}$$

$$SN_1^* = 0.411 * 3$$

$$D_1 \geq 5.21 \text{ in}$$

$$SN_1^* = 1.23 \text{ in}$$

- **Base**

$$a_2 = 0.134$$

$$m_2 = 1.00$$

$$Mr = 28\,700 \text{ psi}$$

Ecuación básica AASHTO 93

Tipo de Pavimento

☒ Pavimento flexible ☐ Pavimento rígido

Confiabilidad (R) y Desviación estándar (So)

85 % Zr=-1.037 So: 0.50

Serviciabilidad inicial y final

PSI inicial: 4.2 PSI final: 2.2

Módulo resiliente de la subrasante

Mr: 28700 psi

Información adicional para pavimentos rígidos

Módulo de elasticidad del concreto - Ec (psi)		Coeficiente de transmisión de carga - (J)	
Módulo de rotura del concreto - Sc (psi)		Coeficiente de drenaje - (Cd)	

Tipo de Análisis

☒ Calcular SN **W18 =** 1424314.84

☐ Calcular W18

Número Estructural

SN = 2.14

Calcular

Salir

Figura 29. Cálculo del número estructural de la base.
Fuente: (Vásquez Varela, 2000)

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2}$$

$$SN_2^* = a_2 m_2 D_2^*$$

$$D_2 \geq \frac{2.14 - 1.23}{1.00 * 0.134}$$

$$SN_2^* = 0.134 * 1.00 * 7$$

$$D_2 \geq 6.8 \text{ in}$$

$$SN_2^* = 0.94 \text{ in}$$

- **Sub base**

$$a_3 = 0.109$$

$$m_3 = 0.80$$

$$M_r = 15\,000 \text{ psi}$$

Ecuación básica AASHTO 93

Tipo de Pavimento

☒ Pavimento flexible ☐ Pavimento rígido

Confiabilidad (R) y Desviación estándar (So)

85 % Zr=-1.037 So 0.50

Serviciabilidad inicial y final

PSI inicial 4.2 PSI final 2.2

Módulo resiliente de la subrasante

Mr 15000 psi

Información adicional para pavimentos rígidos

Módulo de elasticidad del concreto - Ec (psi)

Módulo de rotura del concreto - Sc (psi)

Coeficiente de transmisión de carga - (J)

Coeficiente de drenaje - (Cd)

Tipo de Análisis

☒ Calcular SN **W18 =** 1424314.84

☐ Calcular W18

Número Estructural

SN = 2.72

Calcular

Salir

Figura 30. Cálculo del número estructural de la sub base.

Fuente: (Vásquez Varela, 2000)

$$D_3 \geq \frac{SN_3 - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 m_3}$$

$$SN_3^* = a_3 m_3 D_3^*$$

$$D_3 \geq \frac{2.72 - (1.23 + 0.94)}{0.109 * 0.80}$$

$$SN_3^* = 0.109 * 0.80 * 8$$

$$D_3 \geq 6.65 \text{ in}$$

$$SN_3^* = 0.70 \text{ in}$$

- **Mejoramiento**

$$a_4 = 0.095$$

$$m_4 = 0.80$$

$$Mr = 12\,733 \text{ psi}$$

Ecuación básica AASHTO 93

Ecuación AASHTO 93

Tipo de Pavimento
☒ Pavimento flexible ☐ Pavimento rígido

Confiabilidad (R) y Desviación estándar (So)
 85 % Zr=-1.037 So 0.50

Serviciabilidad inicial y final
 PSI inicial 4.2 PSI final 2.2

Módulo resiliente de la subrasante
 Mr 12733 psi

Información adicional para pavimentos rígidos
 Módulo de elasticidad del concreto - Ec (psi)
 Módulo de rotura del concreto - Sc (psi)
 Coeficiente de transmisión de carga - (J)
 Coeficiente de drenaje - (Cd)

Tipo de Análisis
☒ Calcular SN **W18 = 1424314.84**
☐ Calcular W18

Número Estructural
SN = 2.89

Calcular Salir

Figura 31. Cálculo del número estructural del mejoramiento.

Fuente: (Vásquez Varela, 2000)

$$D_4 \geq \frac{SN_4 - (SN_1^* + SN_2^* + SN_3^*)}{a_4 m_4}$$

$$SN_4^* = a_4 m_4 D_4^*$$

$$D_4 \geq \frac{2.89 - (1.23 + 0.94 + 0.70)}{0.095 * 0.80}$$

$$SN_4^* = 0.095 * 0.80 * 10$$

$$D_4 \geq 0.26 \text{ in}$$

$$SN_4^* = 0.76 \text{ in}$$

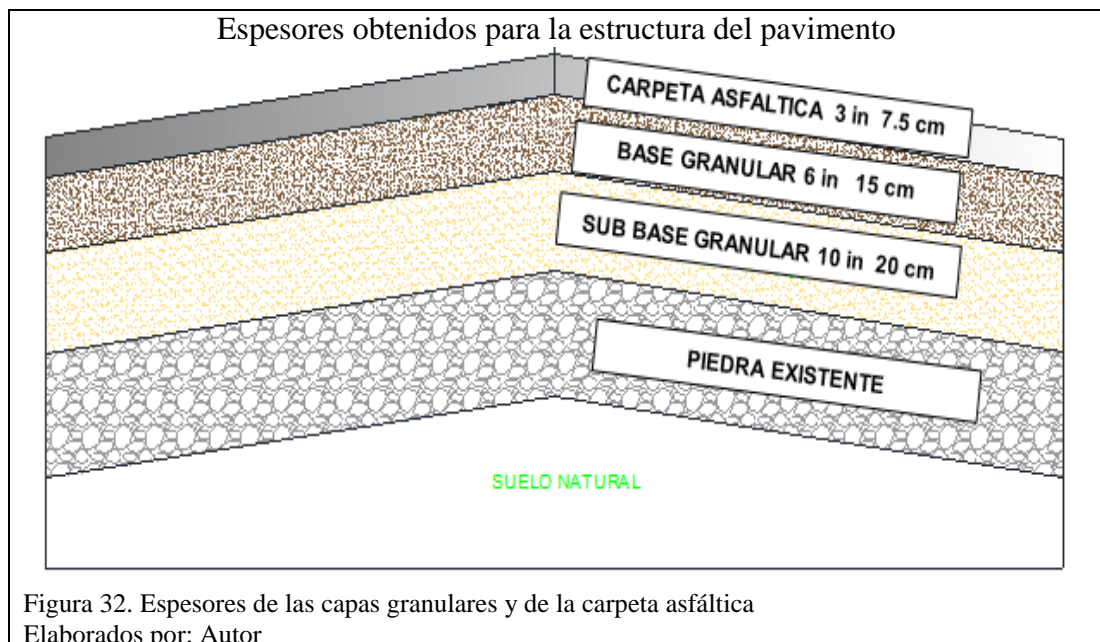
Establecidos los espesores teóricos de las capas granulares que conforman la estructura del pavimento mediante el sistema multiplaca, se procede a realizar la verificación del número estructural SN:

$$SN_1^* + SN_2^* + SN_3^* + SN_4^* \geq SN$$

$$1.23 + 0.94 + 0.70 + 0.76 \geq 3.34$$

$$3.63 \geq 3.34$$

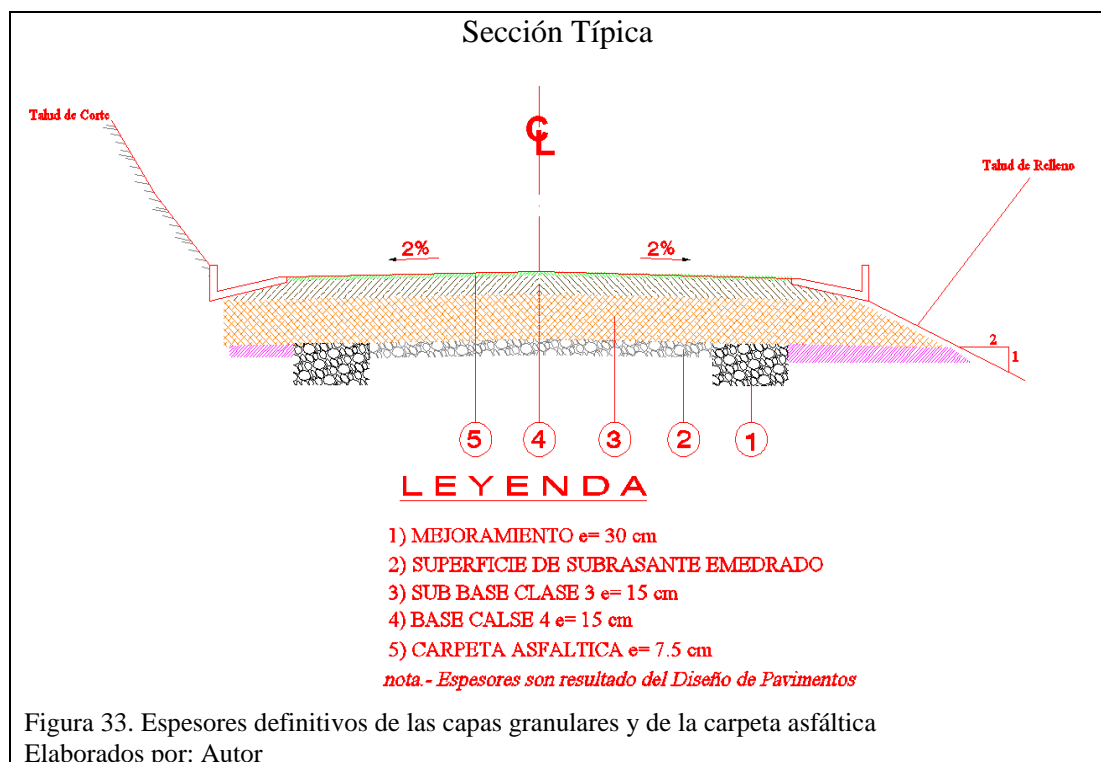
Finalmente, los espesores propuestos se representan en el siguiente gráfico.



Sin embargo, la alternativa que se propone es lo posible mantener la capa de rodadura existente (empedrado), que evita el movimiento de tierras y sus propiedades físicas

mecánicas, ayudan a la estructura del pavimento. Además, en las zonas que se requieran, se realizará cajoneras con material de mejoramiento, esto para igualar las propiedades mecánicas de la sub-rasante, debido al ensanchamiento de la vía.

Por lo tanto, los espesores definitivos de la estructura del pavimento se visualizan en la siguiente sección típica:



Concretados los espesores definitivos que conforman la estructura del pavimento, se procede a realizar la verificación del número estructural SN mediante la siguiente formula:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 m_2 D_2 + a_3 m_3 D_3 + a_4 m_4 D_4$$

$$SN = 0.411 * 3 + 0.134 * 1.00 * 6 + 0.109 * 0.80 * 6 + 0.095 * 0.8 * 12$$

$$SN = 3.47$$

El número estructural obtenido debe cumplir la siguiente condición que el número estructural $SN_{\text{tránsito}}$ sea menor o igual al número estructural $SN_{\text{estructural}}$.

$$SN_{\text{Tránsito}} \leq SN_{\text{Estructura}}$$

$$3.34 \leq 3.47 \text{ ok}$$

Capítulo 6

6. Diseño geométrico de la vía

6.1. Generalidades.

El diseño geométrico comprende un conjunto de alineaciones rectas unidas por medio de curvas que cumplan con condiciones de tangencia en el plano horizontal, en tanto que en el plano vertical el conjunto de líneas de gradiente se enlaza por medio de curvas de redondeamiento.

A demás es la parte más esencial dentro del estudio vial, ya que mediante este se establece las configuraciones geométricas que debe cumplir normativas de diseño para que sea funcional, segura y económica. Para el buen desenvolvimiento del proyecto y para que este cumpla con todos los requerimientos establecidos por la normativa debe cumplir con los siguientes parámetros básicos, características del tráfico y velocidad vehicular.

Otro parámetro fundamental es la topografía, esta fue concedida por el GAD parroquia Antonio José Holguín, en el levantamiento topográfico consta con la ubicación de las edificaciones aledañas a las vías así como también figura el eje vial existente de cada una de estas, el mismo que serán evaluados y verificados que cumplan con las normas de diseño geométrico MOP 2003, esos serán adaptados y modificados tratando de salvaguardar los predios adjuntos a las vías.

6.2. Descripción actual de las vías.

Tabla 40. Descripción del estado actual de la vía Camino real



CAMINO REAL	DESCRIPCIÓN
	<p>El estudio de esta vía inicia desde la abscisa 0+0.00 intersección vía 9 de octubre a la abscisa 1+ 800 con la intersección a la vía la Lindera</p> <p>En la intersección de esta vía se encuentra con la vía 9 de octubre con asfalto</p> <p>Actualmente la vía se encuentra empedrada y un canal de riego a lo largo de toda la vía.</p> <p>A lo largo de esta vía existen viviendas que pueden ser afectadas</p>

Tabla 41. Descripción del estado actual de la vía La Lindera II etapa.

LA LINDERA II, ETAPA	DESCRIPCIÓN
	<p>El estudio de esta vía inicia desde la abscisa 0+0.00 esquina con el cementerio hasta la abscisa 1+ 800 con la intersección a la panamericana sur.</p> <p>En la intersección de esta vía en la esquina del cementerio se encuentra con trabajos para adoquinado de la vía.</p> <p>Actualmente la vía se encuentra empedrada y existe un canal de riego a lo largo de toda la vía.</p>

Fuente: Visualización en el campo; Elaborado por: Autor

6.3. Criterios de diseño de las vías.

En consecuencia, que las vías ya son caminos conformados, presentan restricciones para la aplicabilidad de los criterios de diseño por lo que se adoptaran diversas medidas para que cumplan con su funcionalidad y no afecten los predios.

Las vías están compuestas 2 carriles bidireccionales, que no cuentan con espaldones ni sobre anchos en las curvas, por lo que el diseño se ajustara lo más posible a la normativa para minimizar las afectaciones hacia las propiedades existentes.

El trazado horizontal obedece al eje vial existente y al trazado de vías colectoras, la mayor parte del trazado que cuentan las vías cumplen con la normativa de diseño geométrico propuesto por el MOP-2003.

Las gradientes longitudinales de las vías cuentan con valores entre 1% - 4% catalogando al terreno en llano.

El ancho de calzada de las vías varía entre 5m a 7m, además están provistas por un carril bidireccional.

6.4. Velocidad de diseño.

Es la velocidad con la cual un vehículo puede circular por la carretera en condiciones de seguridad, además es función para calcular los elementos geométricos de la vía tanto horizontal como vertical (Salgado N, 1989, pág. 231).

La selección de la velocidad de diseño depende de la importancia o categoría de la carretera, de la configuración topográfica del terreno, los volúmenes del tránsito, usos

de la tierra y de la disponibilidad de recurso económicos (Cárdenas Grisales, 2013, pág. 174).

A continuación, se representa la clasificación de las carreteras en función de la velocidad de diseño:

Tabla 42. Velocidades de diseño en función de la categoría de la carrera y el tipo de terreno.

TIPO DE CARRETERA	TIPO DE	VELOCIDAD DE DISEÑO(Km/h)									
		30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Carretera principal de dos calzadas	Plano										
	Ondulado										
	Montañoso										
	Escarpado										
Carretera principal de una calzada	Plano										
	Ondulado										
	Montañoso										
	Escarpado										
Carretera secundaria	Plano										
	Ondulado										
	Montañoso										
	Escarpado										
Carretera terciaria	Plano										
	Ondulado										
	Montañoso										
	Escarpado										

Fuente: (Cárdenas Grisales, 2013, pág. 176)

Para el diseño geométrico la normativa MOP-2003 asigna el valor de la velocidad de diseño en función al TPDA y a la topografía del terreno, la cual se presenta a continuación

Tabla 43. Velocidades de diseño en función de la categoría de la carrera y el tipo de terreno.

CATEGORÍA DE LA VÍA		TPDA ESPERADO	VELOCIDAD DE DISEÑO Km/h											
			BÁSICA				PERMISIBLE EN TRAMOS DIFÍCILES							
			Relieve Llano				Relieve Ondulado				Relieve Montañoso			
			Para el cálculo de los elementos del trazado del perfil longitudinal		Utilizada para el cálculo de los elementos de la sección transversal y otros		Para el cálculo de los elementos del trazado del perfil longitudinal		Utilizada para el cálculo de los elementos de la sección transversal y otros		Para el cálculo de los elementos del trazado del perfil longitudinal		Utilizada para el cálculo de los elementos de la sección transversal y otros dependientes	
			Recom.	Absoluta	Recom.	Absoluta	Recom.	Absoluta	Recom.	Absoluta	Recom.	Absoluta	Recom.	Absoluta
R-I ó R-II (Tipo)		> 8000	120	110	100	95	110	90	95	85	90	80	90	80
I	Todos	3000-8000	110	100	100	90	100	80	90	80	80	60	80	60
II	Todos	1000-3000	100	90	90	85	90	80	85	80	70	50	70	50
III	Todos	300-1000	90	80	85	80	80	60	80	60	60	40	60	40
IV	Tipo 5 , 5E, 6 y 7	100-300	80	60	80	60	60	35	60	35	50	25	50	25
V	4 y 4E	< 100	60	50	60	50	50	35	50	35	40	25	40	25

Fuente: (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003, pág. 31)

De acuerdo con (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003), para una vía colectora clase III, que tiene un relieve llano, le concierne una velocidad de diseño recomendada de $V_D = 85 \text{ Km/h}$.

En consecuencia, de que existen edificaciones adjuntas a las vías se limitaran la velocidad de diseño a $V_D = 50 \text{ Km/h}$, de esta manera se aprovecha el diseño geométrico existente y se evita afectaciones importantes a las propiedades privadas.

6.5. Velocidad de circulación.

Es la velocidad real de un vehículo a lo largo de una sección específica de carretera y además es una medida de la calidad del servicio que el camino proporciona a los usuarios (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003, pág. 30)

Se obtiene dividiendo un tramo del camino para el tiempo que demora en recorrerlo el vehículo (Salgado N, 1989, pág. 231).

La velocidad de circulación en el país se basa principalmente en Reglamento a Ley de Transporte Terrestre Transito Y Seguridad Vial el mismo que establece en su artículo 191 que la velocidad máxima de circulación en una vía de carácter urbano es de 50 Km/h.

La AASHTO recomienda calcular la velocidad de circulación, bajo el siguiente criterio:

$$V_c = 0.8V + 6.5 \quad TPDA < 1\,000 \quad \text{Volumen de tráfico bajo.}$$

$$V_c = 1.32^{0.89} \quad 1\,000 < TPDA < 3\,000 \quad \text{Volumen de tráfico de medi}$$

De acuerdo al TPDA obtenido en el capítulo 4, para la determinación de la velocidad de circulación se adopta la ecuación correspondiente a un volumen de tráfico bajo.

$$V_c = 0.8V + 6.5$$

$$50 = 0.8 * V + 6.5$$

$$V = 54.4 \text{ Km/h}$$

En el manual de diseño propuesto por el MOP-2003 se han calculado los diferentes valores para la velocidad de circulación y estos se presentan a continuación:

Tabla 44. Relaciones entre velocidades de circulación y de diseño

VELOCIDAD DE DISEÑO Km/h	VELOCIDAD DE CIRCULACIÓN EN Km/h		
	VOLUMEN DE TRÁNSITO BAJO	VOLUMEN DE TRÁNSITO INTERMEDIO	VOLUMEN DE TRÁNSITO ALTO
25	24	23	22
30	28	27	26
40	37	35	34
50	46	44	42
60	55	54	48
70	63	59	53
80	71	66	57
90	78	73	59
100	86	79	60
110	92	85	61

Fuente: (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003, pág. 32)

6.6. Diseño horizontal.

Es la proyección sobre un plano horizontal de su eje real o espacial, dicho eje horizontal está constituido por una serie de tramos rectos denominados tangentes, enlazados entre sí por curvas (Cárdenas Grisales, 2013, pág. 38).

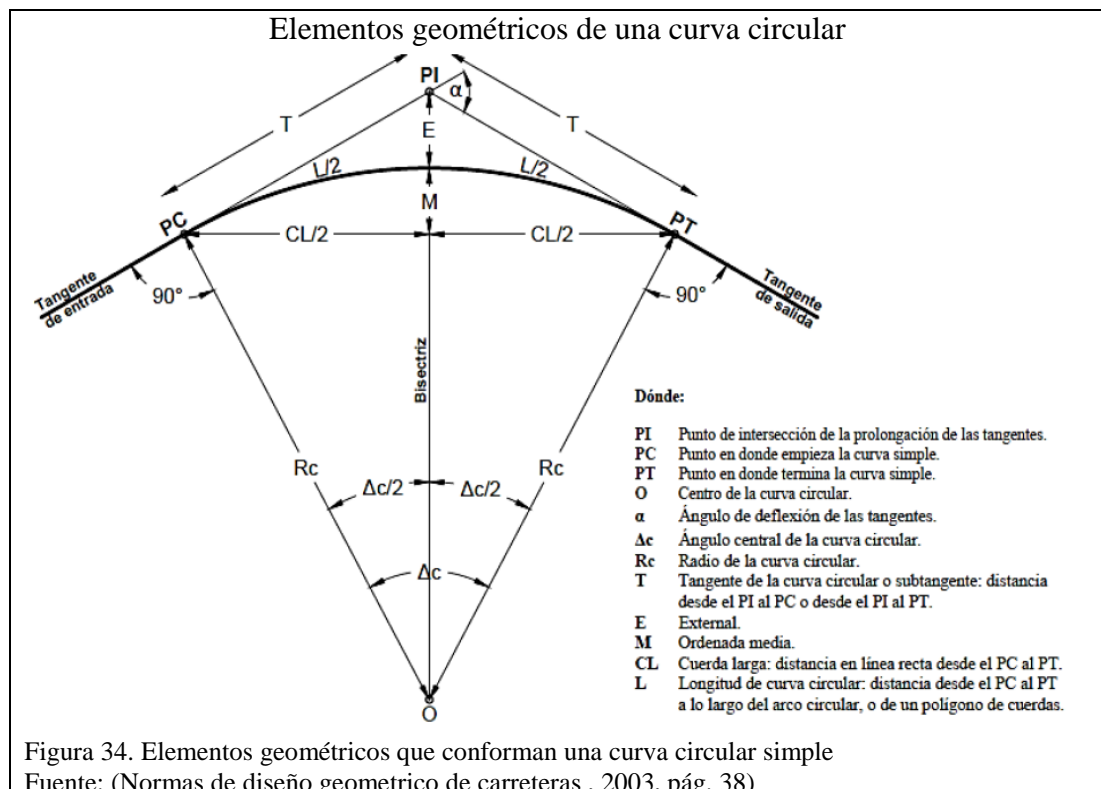
6.6.1. Curvas circulares.

“Son los arcos de círculo que forman la proyección horizontal de las curvas empleadas para unir dos tangentes consecutivas y pueden ser simples o compuestas” (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003, p. 36).

De acuerdo a que las vías son caminos conformados y mediante la faja topográfica, las características geométricas que mejor se adaptan al trazo original de las carreteras será el diseño de curvas circulares simples.

- **Curvas circulares simples:** son arcos de circunferencia de un solo radio que unen dos tangentes consecutivas (Cárdenas Grisales, 2013, pág. 38).

En la siguiente figura aparecen los diferentes elementos geométricos que conforman una curva circular simple, tomando en cuenta el sentido de avance de izquierda a derecha, estos elementos son:



6.6.2. Peralte de curvas (*e*).

Es la inclinación transversal de la calzada que se dan en las curvas horizontales para absorber parte del valor de la fuerza centrífuga, esta fuerza ocasiona peligro en la estabilidad del vehículo en marcha, éste fenómeno es contrarrestado por las fuerzas componentes del peso (*P*) del vehículo, el peralte, y por la fuerza de fricción desarrollada por las llantas en contacto con la calzada y así impedir el deslizamiento trasversal del vehículo.

Para el cálculo de este valor se utiliza la fórmula descrita a continuación.

$$e = \frac{V^2}{127 R} - f$$

Dónde:

e= pendiente transversal de la calzada (m/m)

V= velocidad de diseño (Km/h)

R= radio (m)

f= coeficiente de fricción transversal

En las normas MOP-2003 se establece como peralte máximo el 10% para carreteras de dos carriles y para caminos vecinales del 8%.

6.6.3. Coeficiente de fricción lateral (*f*).

Depende de diversos factores: el tipo y estado de la capa de rodadura, humedad del pavimento, labrado de las llantas, presión de los neumáticos, velocidad de circulación y finalmente del peralte (Salgado N, 1989, p. 235).

En la siguiente tabla se establecen los valores límites permisibles del coeficiente de fricción propuestos por la normativa MOP-2003.

Tabla 45. Límites permisibles del coeficiente de fricción.

REQUERIMIENTOS	VALORES LÍMITES PERMISIBLES DE "f "; SEGÚN EL PAVIMENTO		
	SECO	HÚMEDO	CON HIELO
Estabilidad contra el volcamiento	0,6	0,6	0,6
Estabilidad contra el deslizamiento	0,36	0,24	0,12
Comodidad del viaje para el pasajero	0,15	0,15	0,15
Explotación económica del vehículo	0,16	0,1	0,1

Fuente: (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003, pág. 55)

Los valores correspondientes al coeficiente de fricción han sido determinados experimentalmente, y varía en un rango 0.16 a 0.40.

De acuerdo con la AASHTO, el valor del coeficiente de fricción f correspondiente al peralte máximo de una curva viene dado por la expresión:

$$f = 0.19 - 0.000626 V$$

Dónde:

V = velocidad de diseño (Km/h)

f = coeficiente de fricción transversal

Por lo tanto, para la velocidad de diseño establecida el coeficiente de fricción f será:

$$f = 0.19 - 0.000626 V$$

$$f = 0.19 - 0.000626 * 50$$

$$f = 0.158$$

6.6.4. Radio mínimo de curvatura horizontal (R).

Es el menor valor de radio que se puede adoptar en el diseño, además es el límite para la velocidad de diseño dada por el vehículo, calculado a partir del peralte máximo y del coeficiente de fricción transversal máxima (Cárdenas Grisales, 2013, pág. 194).

El radio mínimo de curvatura en situaciones de seguridad se determina con la siguiente fórmula:

$$R = \frac{V^2}{127(e + f)}$$

Dónde:

e= pendiente transversal de la calzada (m/m)

V= velocidad de diseño (Km/h)

R= radio (m)

f= coeficiente de fricción transversal

$$R = \frac{V^2}{127(e + f)}$$

$$R = \frac{50^2}{127(8\% + 0.158)}$$

$$R = 82.71 \text{ m}$$

Los criterios para adoptar el radio mínimo son:

- Cuando la topografía del terreno es montañosa escarpada.
- En las aproximaciones a los cruces de accidentes orográficos e hidrográficos.
- En intersecciones entre caminos entre sí.
- En vías urbanas.

A demás con las consideraciones establecidas anteriormente el MOP ha tabulado los valores correspondientes a los radios mínimos en función V_D , f y e .

Tabla 46. Radios mínimos de curva en función del peralte (e) y del coeficiente de fricción lateral (f)

VELOCIDAD (Km/h)	f	RADIO MÍNIMO CALCULADO				RADIO MÍNIMO RECOMENDADO			
		10%	8	6%	4%	10%	8%	6%	4%
20	0,350	-	7	8	8	-	20	20	20
25	0,315	-	13	13	14	-	20	25	25
30	0,284	-	20	21	22	-	25	30	30
35	0,255	-	29	31	33	-	30	35	35
40	0,221	-	42	45	48	-	42	45	50
45	0,206	-	56	60	65	-	58	60	66
50	0,190	-	73	79	86	-	75	80	90
60	0,165	107	116	126	138	110	120	130	140
70	0,150	154	168	184	203	160	170	185	205
80	0,140	210	229	252	280	210	230	255	280
90	0,134	273	298	329	367	275	300	330	370
100	0,130	342	375	414	463	350	375	415	465
110	0,124	425	467	518	581	430	470	520	585
120	0,120	515	567	630	709	520	570	630	710
NOTA: Se podrá utilizar un radio mínimo de 15m, siempre y cuando se trate de: - aprovechar infraestructuras existentes - relieve difícil (escarpado) - caminos de bajo costo									

Fuente: (Normas de diseño geometrico de carreteras , 2003, pág. 37)

Por lo tanto, el radio mínimo de curvatura horizontal será:

- Si $V_D = 50$ Km/h $R_{min} = 75$ m

6.6.5. Transición del peralte.

Es el tramo transversal de la vía donde se efectúa el cambio de inclinación de la calzada entre el bombeo normal al peralte (Cárdenas Grisales, 2013, pág. 199).

A continuación, se muestra de forma esquemática, la transición del peralte de una curva circular:

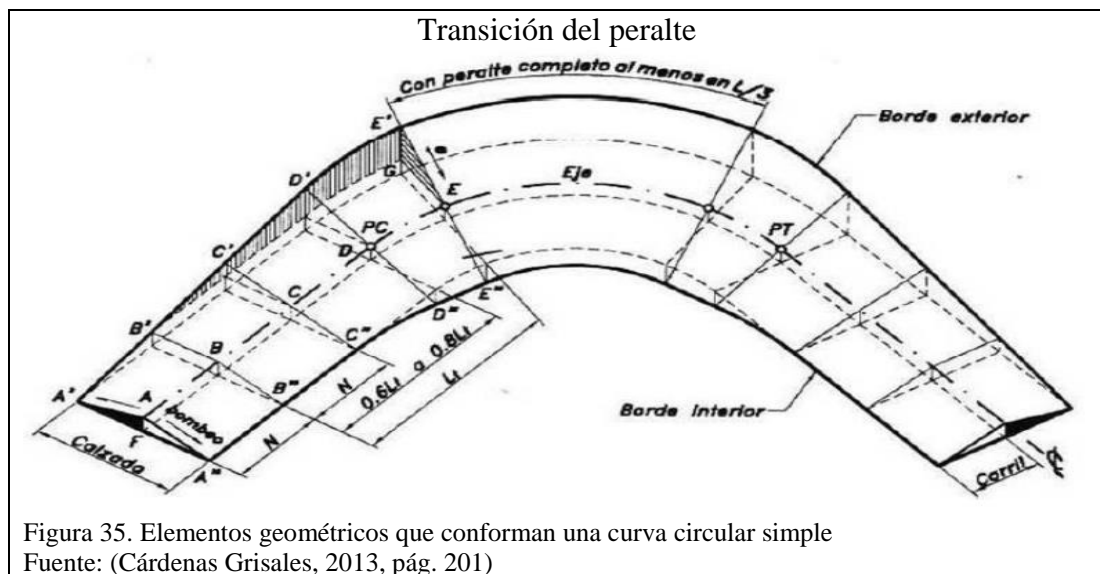
Donde:

L_t = longitud de transición

N = longitud de aplanamiento

L = longitud de la curva circular

e = peralte de la curva



En las curvas circulares simples, la transición del peralte se desarrolla en la tangente y la otra en la curva, exigiéndose que entre el 60% y el 80% del peralte total se despliegue entre el PC y el PT de la curva (Cárdenas Grisales, 2013, pág. 201). Para casos difíciles (sin espirales), el peralte puede desarrollarse la mitad ($0.5 L$) en la recta y la mitad en curva circular (Normas de diseño geométrico de carreteras, 2003, pág. 59)

Los valores recomendados de las gradientes longitudinales “i” para el desarrollo del peralte se ubican en el siguiente cuadro:

Tabla 47. Gradiente longitudinal recomendada para el desarrollo del peralte.

GRADIENTE LONGITUDINAL (i) NECESARIA PARA EL DESARROLLO DEL PERALTE		
Vd (Km/h)	Valor de (i), %	MÁXIMA PENDIENTE EQUIVALENTE
20	0,800	1:125
25	0,775	1:129
30	0,750	1:133
35	0,725	1:138
40	0,700	1:143
50	0,650	1:154
60	0,600	1:167
70	0,550	1:182
80	0,500	1:200
90	0,470	1:213
100	0,430	1:233
110	0,400	1:250
120	0,370	1:270

Fuente: (Normas de diseño geometrico de carreteras , 2003, pág. 59)

De acuerdo con la tabla anteriormente presentada, el desarrollo del peralte se calcula en función de la gradiente de borde (i), valor que se obtienen en función de la velocidad de diseño.

La longitud de transición y la longitud de aplanamiento se determina por las siguientes formulas:

$$L_t = \frac{b * e}{2 * i} \qquad N = \frac{b * P}{2 * i}$$

Dónde:

Lt = Longitud de transición [m].

N = Longitud de aplanamiento [m].

e = Peralte necesario de la curva circular [%].

i = Gradiente de borde [%].

b = Ancho de calzada [m] (7.30m).

P = Pendiente transversal del camino (2%)

$$L_t = \frac{b * e}{2 * i}$$

$$N = \frac{b * P}{2 * i}$$

$$L_t = \frac{7.30 * 8\%}{2 * 0.65}$$

$$N = \frac{7.30 * 2\%}{2 * 0.65}$$

$$L_t = 44.92 \text{ m}$$

$$N = 11.23 \text{ m}$$

Según (Cárdenas Grisales, 2013, pág. 200) define a la longitud de transición y de aplanamiento como:

- **Longitud de transición:** se considera desde aquella sección transversal donde el carril exterior se encuentra a nivel o no tiene bombeo, hasta aquella sección donde la calzada tiene todo su peralte.
- **Longitud de aplanamiento:** es la longitud necesaria para que el carril exterior pierda su bombeo o se aplane.

Tabla 48. Valores recomendados de longitud de transición en función del pérlate máximo.

VELOCIDAD DE DISEÑO Km/h	PENDIENTE DE BORDE %	ANCHO DE CALZADA (7,30 m (2 X 3,65 m))				VALOR DE LA LONGITUD TANGENCIAL			
		e				e			
		0,10	0,08	0,06	0,04	0,10	0,08	0,06	0,04
Bombeo = 2 %									
20	0,800								
25	0,775								
30	0,750								
35	0,725								
40	0,700		42	31	21		10	10	10
45	0,675		43	32	22		11	11	11
50	0,650		45	34	22		11	11	11
60	0,600	61	48	37	24	12	12	12	12
70	0,550	66	53	40	27	13	13	13	13
80	0,500	73	59	44	29	15	15	15	15
90	0,470	78	62	47	31	16	16	16	16
100	0,430	85	68	51	34	17	17	17	17
110	0,400	91	73	55	37	18	18	18	18
120	0,370	99	79	59	39	20	20	20	20

Fuente: (Normas de diseño geometrico de carreteras , 2003, pág. 63)

6.6.6. Sobre ancho en las curvas.

Es el aumento del ancho que se da a la calzada, para que las condiciones de operatividad de la curva sean muy similares a la de la recta, la calzada en las curvas debe ensancharse, con el objeto de asegurar espacios libres adecuados de circulación, tanto para caminos bidireccionales y unidireccionales (Cárdenas Grisales, 2013, pág. 411).

Para conocer la magnitud del sobre ancho debe elegirse un vehículo distintivo de la ruta, para esto se utiliza la siguiente ecuación propuesta por el MOP en las (Normas de diseño geometrico de carreteras , 2003):

$$Sa = n \left(R - \sqrt{R^2 - L^2} \right) + \frac{V}{10 * \sqrt{R}}$$

Dónde:

Sa= sobre ancho (m)

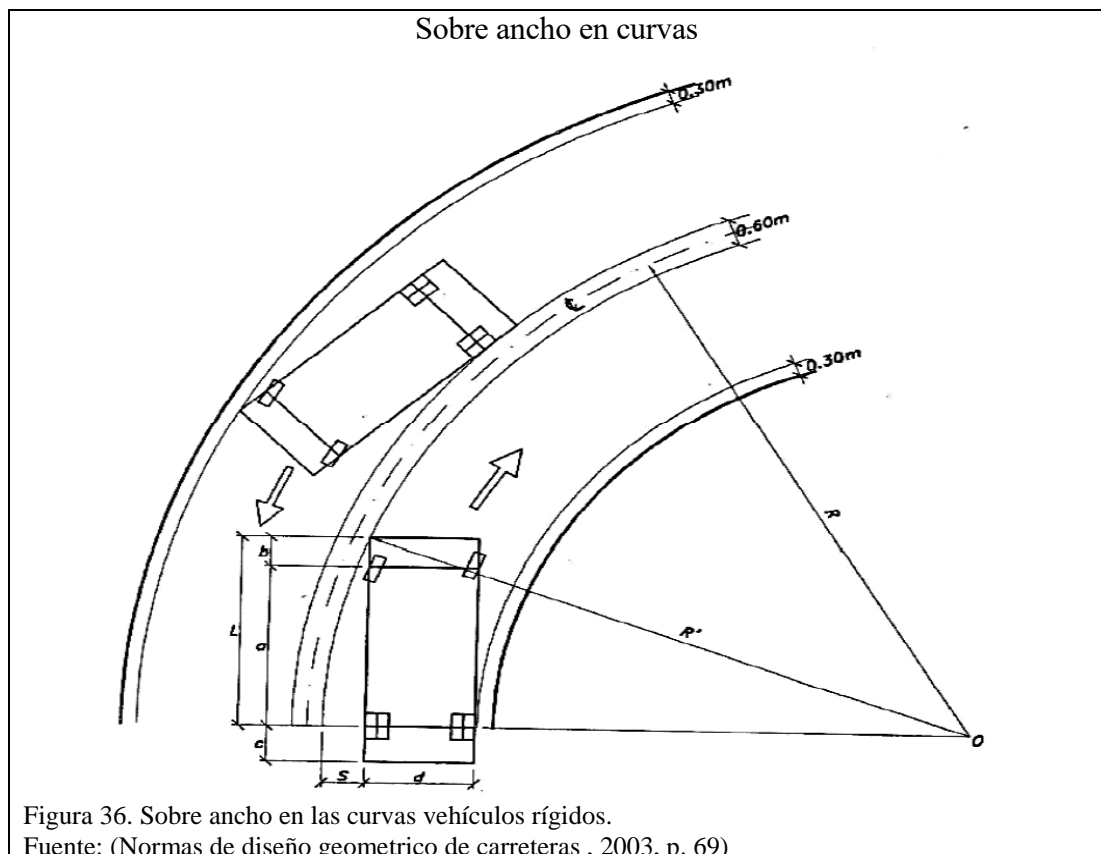
n= número de carriles

R= radio (m)

L= distancia entre eje posterior y parte frontal (m)

V= velocidad de diseño (K/h)

En el siguiente grafico se visualiza el esquema del sobre ancho en curvas horizontales:



A continuación, se realiza el cálculo del sobre ancho mínimo con las siguientes consideraciones:

$$V_D = 50 \text{ Km/h}$$



$$R_{\min} = 75 \text{ m}$$

$$L = 12.00 \text{ m}$$

$$n = 2.00$$

La distancia entre el eje posterior y la parte frontal se adoptó en función del vehículo representativo de la vía que se muestra a continuación:

Tabla 49. Vehículo representativo de la vía.

TIPO	DISTRIBUCIÓN MÁXIMA DE CARGA POR EJE	DESCRIPCIÓN	PESO MÁXIMO PERMITIDO (Ton.)	LONGITUDES MÁXIMAS PERMITIDAS (metros)		
				Largo	Ancho	Alto
V2DB		 VOLQUETA DE DOS EJES 8 m ³	18	12,20	2,60	4,10

Fuente: NEVI-12-MOP, 2013 pág.39

$$Sa = n \left(R - \sqrt{R^2 - L^2} \right) + \frac{V}{10 * \sqrt{R}}$$

$$Sa = 2 \left(75 - \sqrt{75^2 - 12^2} \right) + \frac{50}{10 * \sqrt{75}}$$

$$Sa = 2.51 \text{ m}$$

La fórmula anterior mente aplicada se utilizan para calzadas con un ancho de carril de 3.35, es por tal motivo que se debe efectuar correcciones aplicando la siguiente formula:

$$Sa = 2 * 3.35 + S - Ac$$

Dónde:

Sa = Sobre ancho para una calzada diferente a 7.30 m de ancho.

S = Sobre ancho obtenido por las formulas antes descritas.

A_c = Ancho de la calzada

$$S_a = 2 * 3.35 + S - A_c$$

$$S_a = 2 * 3.35 + 2.51 - 7.30$$

$$S_a = 1.91 \text{ m}$$

El dato obtenido de 1.91 m corresponde al valor mínimo del sobre ancho de las curvas horizontales.

6.6.6.1. Valores de diseño.

“Por motivos de abaratar costos se establece el valor mínimo de diseño del sobre ancho igual a 30 cm para velocidades de hasta 50 Km/h y de 40 cm para velocidades mayores” (Normas de diseño geometrico de carreteras , 2003, p. 71).

6.6.6.2. Transición del sobre ancho.

Según (Cárdenas Grisales, 2013, p. 416) lo define como la longitud que se desarrolla progresivamente a la entrada y a la salida de las curvas, con el fin de mantener un alineamiento permanente en los costados de la calzada.

En el caso de curvas circulares la transición del sobre ancho se debe desenvolver a lo largo del lado interno de la calzada, en la misma longitud que se utiliza para la transición del peralte.

A continuación, se presenta el esquema de transición del sobre ancho y la ecuación para determinarla:

$$S_p = \left(\frac{L_p}{L_t} \right) S$$

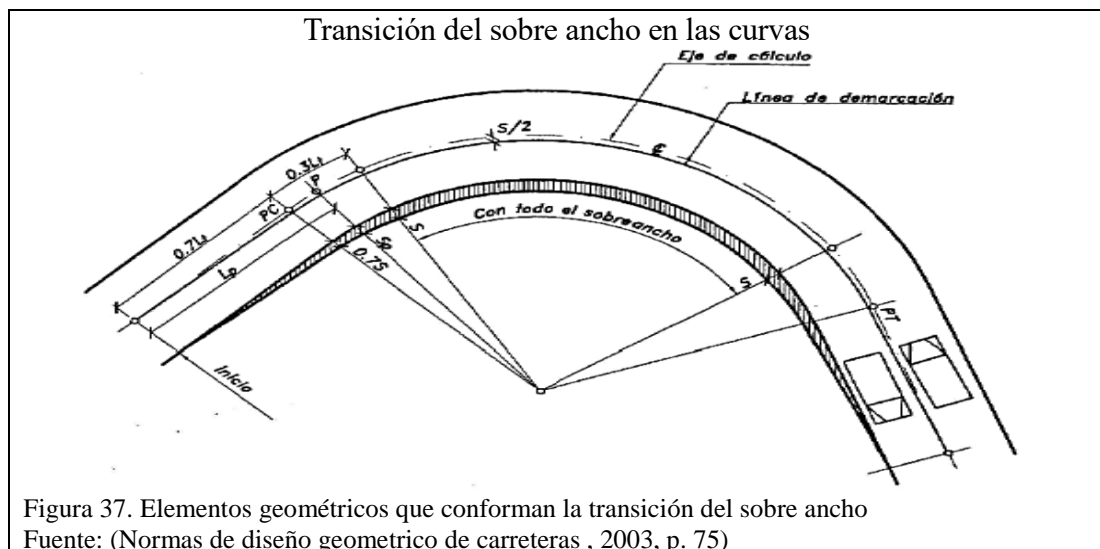
Donde:

S_p = Transición del sobre ancho

L_p = Longitud de desarrollo del peralte

L_t = Longitud de desarrollo del sobre ancho

S = Sobre ancho



6.6.7. Factores de seguridad de circulación vehicular.

6.6.7.1. Visibilidad en carreteras.

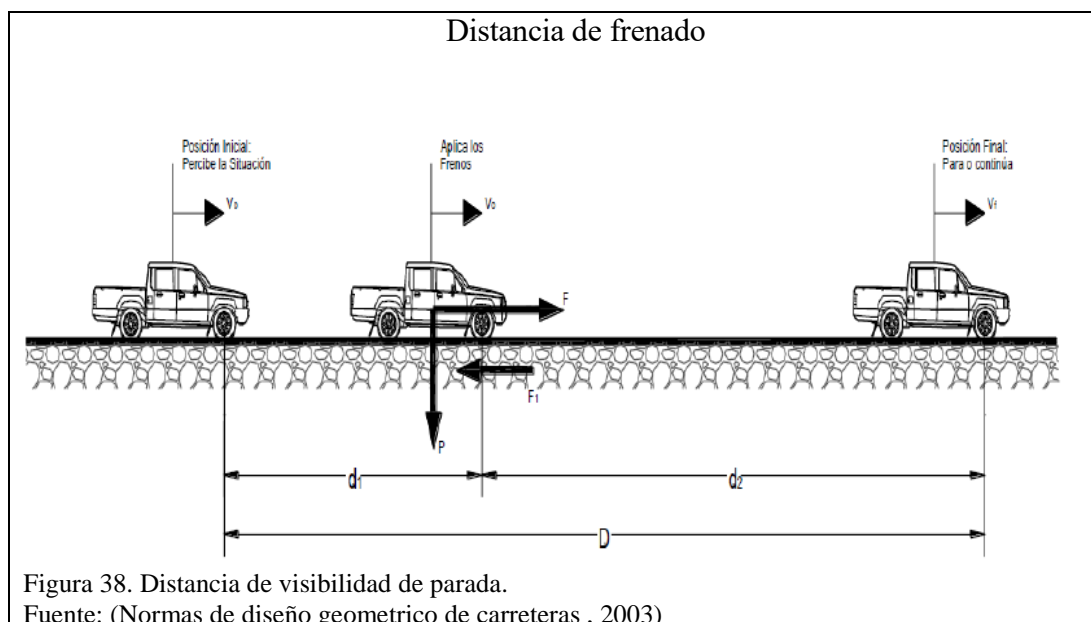
“La distancia de visibilidad se define como la longitud continua de carretera que es visible hacia delante por el conductor de un vehículo que circula por ella” (Cárdenas Grisales, 2013, p. 358).

Deberá ser de suficiente longitud, tal que les permita a los conductores desarrollar la velocidad de diseño y a su vez controlar el vehículo ante realización de ciertas maniobras por obstáculos en la carretera.

6.6.7.1.1. Distancia de visibilidad de frenado.

Es la longitud necesaria para que el conductor del vehículo, pueda detenerlo antes de llegar a un obstáculo que aparezca en su trayectoria (Cárdenas Grisales, 2013, pág. 358).

La distancia de visibilidad mínima es la suma de la distancia recorrida por el vehículo desde el momento que el conductor avizora el obstáculo en el camino, hasta la distancia necesaria que el vehículo necesite para detenerse (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003, pág. 180).



Estas dos distancias corresponden al tiempo de percepción y reacción, y al recorrido del vehículo durante el frenado:

$$d = d_1 + d_2$$

Para la determinación de la distancia de visibilidad de parada, el tiempo de percepción más el de reacción debe ser mayor que el promedio para todos los conductores bajo condiciones normales.

El tiempo de percepción es muy variable de acuerdo al conductor y equivale a 1,5 segundos para condiciones normales de carretera. Por razones de seguridad, se debe adoptar un tiempo de reacción suficiente para la mayoría de los conductores y equivalente a un segundo. De aquí que el tiempo total de percepción más reacción hallado como adecuado, se lo considera igual a 2,5 segundos para efectos de cálculo de la mínima distancia de visibilidad en condiciones de seguridad (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003, pág. 181) .

La distancia recorrida durante el tiempo de percepción más reacción se calcula por la siguiente fórmula:

$$d_1 = \frac{V_c * t}{3.6}$$

Por lo tanto:

$$d_1 = 0.7 V_c$$

Donde:

d_1 = distancia recorrida durante el tiempo de percepción más reacción, expresada en metros.

V_c = velocidad de circulación del vehículo, expresada en Km/h.

t = tiempo de percepción más reacción en segundos.

La distancia de frenado se calcula utilizando la fórmula de la “carga dinámica” y tomando en cuenta la acción de la fricción desarrollada entre las llantas y la calzada, es decir que:

$$d_2 = \frac{V_c^2}{254 f}$$

Donde:

d_2 = distancia de frenado sobre la calzada a nivel, expresada en metros.

f = coeficiente de fricción longitudinal.

V_c = velocidad del vehículo al momento de aplicar los frenos

A continuación, se presentan los valores de la distancia de visibilidad mínimos de frenado de un vehículo:

Tabla 50. Distancia de visibilidad mínima de parada de un vehículo Criterio de diseño Pavimentos mojados y gradiente horizontal 0%

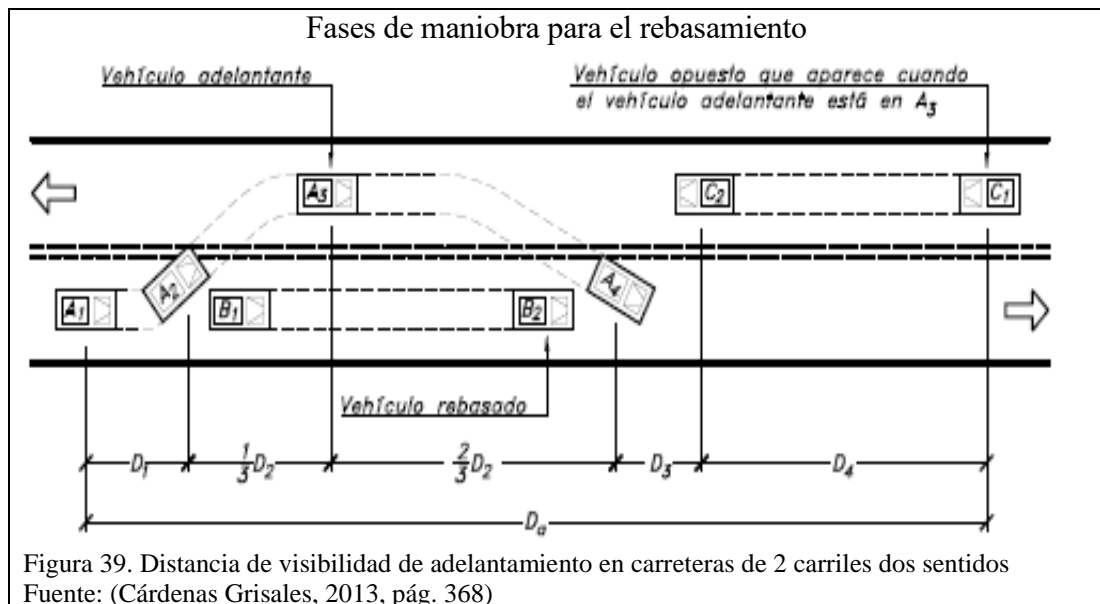
VELOCIDAD DE DISEÑO VD (KPH)	VELOCIDAD DE CIRCULACIÓN ASUMIDA VC (KPH)	PERCEPCIÓN + REACCIÓN PARA FRENAJE		COEFICIENTE DE FRICCIÓN LONGITUDINAL "f"	DISTANCIA DE FRENAJE "D2"	DISTANCIA DE VISIBILIDAD PARA PARADA (D=D1+D2)	
		TIEMPO (s)	DISTANCIA RECORRIDA "D" (m)			CALCULADA (m)	REDONDEADA (m)
20	20	2,5	13,89	0,47	3,36	17,25	20
25	24	2,5	16,67	0,44	5,12	21,78	25
30	28	2,5	19,44	0,42	7,29	26,74	30
35	33	2,5	22,92	0,40	10,64	33,56	35
40	37	2,5	25,69	0,39	13,85	39,54	40
45	42	2,5	29,17	0,37	18,53	47,70	50
50	46	2,5	31,94	0,36	22,85	54,79	55
60	55	2,5	38,19	0,35	34,46	72,65	70
70	63	2,5	43,75	0,33	47,09	90,84	90

Fuente: (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003)

6.6.7.1.2. Distancia de visibilidad para rebasamiento de un vehículo.

Es el tramo en que la distancia de visibilidad es suficiente para que en condiciones de seguridad, los vehículos ligeros se puedan adelantar a los vehículos pesados que circula por el mismo carril, sin peligro de inferir con un tercero que circule en sentido contrario (Salgado N, 1989, pág. 263).

La distancia mínima de visibilidad de rebasamiento, se determina con la suma de cuatro distancias que se presentan en la siguiente figura:



A través del criterio de las (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003, pág. 193) la distancia de rebasamiento se lo determina por medio de la siguiente fórmula:

$$dr = d_1 + d_2 + d_3 + d_4$$

Donde:

d1= “distancia recorrida por el vehículo rebasante en el tiempo de

percepción/reacción y durante la aceleración inicial hasta alcanzar el carril izquierdo de la carretera”.

d_2 = “distancia recorrida por el vehículo rebasante durante el tiempo que ocupa el carril izquierdo”.

d_3 = “distancia entre el vehículo rebasante y el vehículo que viene en sentido opuesto, al final de la maniobra. Asumir de 30 m a 90 m”.

d_4 = “distancia recorrida por el vehículo que viene en sentido opuesto durante dos tercios del tiempo empleado por el vehículo rebasante, mientras usa el carril izquierdo; es decir, $\frac{2}{3}$ de d_2 . Se asume que la velocidad del vehículo que viene en sentido opuesto”.

Para la determinación de la distancia de adelantamiento las (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003, pág. 193) indica las siguientes consideraciones:

1. “El vehículo rebasado circula con velocidad uniforme”.
2. “Cuando llega a la zona de rebasamiento, el conductor del vehículo rebasante requiere de corto tiempo para percibir dicha zona y reaccionar iniciando la maniobra”

3. “El vehículo rebasante acelera durante la maniobra y su velocidad promedio durante la ocupación del carril izquierdo es de 16 kilómetros por hora, mayor a la del vehículo rebasado”.
4. “Cuando el vehículo rebasante regresa a su propio carril del lado derecho, existe un espacio suficiente entre dicho vehículo y otro que viene en sentido contrario por el otro carril”.

Las distancias parciales anteriormente indicadas se calculan por las siguientes fórmulas:

$$d_1 = 0.14 * t_1 (2V - 2m + a * t_1)$$

$$d_2 = 0.28V * t_2$$

$$d_3 = 0.187 * V * t_2 \quad \text{ó} \quad 30 \text{ m a } 90 \text{ m}$$

$$d_4 = 0.18V * t_2$$

Donde:

d_1, d_2, d_3, d_4 = Distancias [m]

t_1 = Tiempo de la maniobra inicial [s]

t_2 = Tiempo durante el cual el vehículo rebasante ocupa el carril del lado izq. [s]

V = Velocidad promedio del vehículo rebasante [Km/h]

m = Diferencia de velocidades entre el vehículo rebasante y el rebasado [Km/h]

a = Aceleración promedio del vehículo rebasante [kph/s]

Para la determinación de la distancia d_4 la AASHTO a través de pruebas y observaciones realizadas estableció que esta distancia varía entre 30 y 91 metros (Normas de diseño geométrico de carreteras, 2003, pág. 194).

En base a los ensayos de la AASHTO, se indica la variación de la distancia de visibilidad para rebasamiento en función de la velocidad, estando esta variación representada por la siguiente ecuación equivalente:

$$dr = 9.54V - 218$$

Donde:

dr = distancia de visibilidad para rebasamiento [m]

V = velocidad promedio del vehículo rebasante [Km/h]

A continuación, se presentan los elementos de la distancia de visibilidad de rebasamiento, para ser aplicadas en las fórmulas para la determinación de las distancias parciales:

Tabla 51. Elementos de la distancia de visibilidad para rebasamiento en condiciones de seguridad.

Grupo de velocidades [kph]	48 - 64	64 - 80	80 - 96	96 - 112
Velocidad promedio para rebasamiento [kph]	56.00	70.00	84.00	99.00
Maniobra inicial				
a = aceleración promedio [kph/seg]	2.24	2.29	2.35	2.40
t1 = tiempo [seg]	3.60	4.00	4.30	4.50
d1 = distancia recorrida [m]	44.00	66.00	88.00	112.00
Ocupación del carril del lado izquierdo:				
t2 = tiempo [seg]	9.30	10.00	10.70	11.30
d2 = distancia recorrida [m]	145.00	196.00	251.00	313.00
Vehículo opuesto:				
d3 = distancia libre entre el vehículo rebasante y el vehículo opuesto	30.00	55.00	76.00	91.00
d4 = distancia recorrida [m]	30.00	55.00	76.00	91.00
Distancia de visibilidad para rebasamiento [m]				
dr = d1 + d2 + d3 + d4	316	448	583	725

Fuente: (Normas de diseño geometrico de carreteras , 2003, pág. 196)

Tabla 52. Distancias mínimas de visibilidad y velocidades de los vehículos rebasados y rebasante

VD [Km/h]	VELOCIDADES DE LOS VEHÍCULOS [Km/h]		DISTANCIA MÍNIMA DE REBASAMIENTO [m]	
	Rebasado	Rebasante	Calculada	Recomendada
50	43	59	345	345 (210)
60	50	66	412	415 (290)
70	58	74	488	490 (380)
80	66	82	563	565 (480)
90	73	89	631	640
100	79	95	688	690
110	87	103	764	830 *
120	94	110	831	830
NOTAS: "*" Valor utilizado con margen de seguridad por sobrepasar la velocidad de rebasamiento los 100 kph () Valores utilizados para caminos vecinales.				

Fuente: (Normas de diseño geometrico de carreteras , 2003, pág. 197)

Establecidos los parámetros se determina el valor de la distancia de visibilidad de rebasamiento:

Datos:

$$t_1 = 3.60 \text{ s}$$

$$t_2 = 9.30 \text{ s}$$

$$V_{\text{rebasante}} = 59 \text{ Km/h}$$

$$V_{\text{rebasado}} = 43 \text{ Km/h}$$

$$m = 16 \text{ Km/h}$$

$$a = 2.24 \text{ kph/s}$$

Desarrollo:

$$d_1 = 0.14 * t_1 (2V - 2m + a * t_1)$$

$$d_1 = 0.14 * 3.60 (2 * 51 - 2 * 16 + 2.24 * 3.60)$$

$$\mathbf{d_1 = 39.34m}$$

$$d_2 = 0.28V * t_2$$

$$d_2 = 0.28 * 51 * 9.30$$

$$\mathbf{d_2 = 132.80m}$$

$$d_3 = 0.187 * V * t_2 \quad \text{ó} \quad 30 \, m \, a \, 90 \, m$$

$$d_3 = 0.187 * 51 * 9.30$$

$$\mathbf{d_3 = 88.70m}$$

$$d_4 = 0.18V * t_2$$

$$d_4 = 0.18 * 51 * 9.30$$

$$\mathbf{d_4 = 85.37m}$$

Entonces el valor de la distancia de visibilidad de rebasamiento será la suma de las distancias parciales:

$$dr = d_1 + d_2 + d_3 + d_4$$

$$dr = 39.34 + 132.80 + 88.70 + 85.37$$

$$\mathbf{dr = 346.21m}$$

Mediante la ecuación equivalente:

$$dr = 9.54V - 218$$

$$dr = 9.54 * 51 - 218$$

$$dr = 268.54m$$

Las distancias de visibilidad de rebasamiento, determinadas analíticamente por las fórmulas planteadas anteriormente se encuentran dentro de los parámetros establecidos en la tabla N° 52.

A continuación, se presentan los valores de distancias mínimas de visibilidad de rebasamientos recomendadas en el país, los cuales están en función a al tipo de terreno y al volumen de tráfico vehicular:

Tabla 53. Valores de diseño de las distancias de visibilidad mínimas para el rebasamiento de un vehículo.

VALORES DE DISEÑO DE LAS DISTANCIAS DE VISIBILIDAD MÍNIMAS PARA EL REBASAMIENTO DE UN VEHÍCULO (Metros)						
Clase de Carretera	Valor Recomendable			Valor Absoluto		
	L	O	M	L	O	M
R-I o R- > 8000 TPDA	830	830	640	830	640	565
I 3000 a 8000 TPDA	830	690	565	690	565	415
II 1000 a 3000 TPDA	690	640	490	640	565	345
III 300 a 1000 TPDA	640	565	415	565	415	270
IV 100 a 300 TPDA	480	290	210	290	150	110
V Menos de 100 TPDA	290	210	150	210	150	110
L - Terreno Llano O - Terreno Ondulado M - Terreno Montañoso						

Fuente: (Normas de diseño geometrico de carreteras , 2003, pág. 198)

El valor de la distancia de visibilidad de rebasamiento adoptado será el propuesto por tabla N° 52 ya que recomienda el valor para caminos vecinales en función con la

velocidad de diseño **dr = 210 m.**

6.7. Diseño vertical.

Es la proyección del eje espacial de la vía, establecida por un conjunto de líneas de gradiente enlazadas por curvas que cumplan con condiciones de tangencia. A este eje se lo denomina también como rasante (Salgado N, 1989, pág. 267).

Aplicando este criterio, se plantea en lo posible mantener el trazado existente para reducir costos de operatividad y evitar afectaciones en los predios ya constituidos por tal motivo se adoptará los parámetros mínimos para la velocidad de diseño de 50Km/h.

6.7.1. Gradientes.

Las gradientes dependen directamente de la topografía del terreno y se debe preocupar mantener valores bajos, con el fin de facilitar la operación de los vehículos en condiciones de seguridad (Normas de diseño geometrico de carreteras , 2003, pág. 204).

6.7.1.1. Gradiente máxima.

“La gradiente máxima determina la longitud critica de gradiente, sobre la cual puede circular el vehículo pesado representativo (camión), sin mayor reducción de su velocidad y, consecuentemente, sin producir interferencias mayores en el flujo de tráfico” (Normas de diseño geometrico de carreteras , 2003, p. 205).

En carreteras de tercer orden las pendientes máximas se ajustan a velocidades que varían de entre 20 a 80 Km/h, por la necesidad de minimizar los costos producidos por el movimiento de tierra (Cárdenas Grisales, 2013, p. 309).

En el país el valor de las pendientes se ubica dentro de términos razonables de acuerdo

con la categoría de los diferentes caminos y con la topografía del terreno por donde cruzan, estas se evidencian a continuación:

Tabla 54. Gradientes máximas recomendadas

VALORES DE DISEÑO DE LAS GRADIENTES LONGITUDINALES MÁXIMAS (Porcentaje)										
Clase de Carretera					Valor Recomendable			Valor Absoluto		
					L	O	M	L	O	M
R - Io	R - II	>	8.000	TPDA	2	3	4	3	4	6
I	3.000	a	8.000	TPDA	3	4	6	3	5	7
II	1.000	a	3.000	TPDA	3	4	7	4	6	8
III	300	a	1.000	TPDA	4	6	7	6	7	9
IV	100	a	300	TPDA	5	6	8	6	8	12
V	Menos de		100	TPDA	5	6	8	6	8	14

Fuente: (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003, pág. 204)

Para la gradiente o pendiente y las longitudes máximas pueden adoptarse los siguientes valores:

8 - 10 % La longitud máxima será de 1000 m.

10 - 12 % La longitud máxima será de 500 m.

12-14% La longitud máxima será de 250 m.

“En longitudes cortas se puede aumentar la gradiente en 1 por ciento, en terrenos ondulados y montañosos, a fin de reducir los costos de construcción (Para las vías de 1°, 2° y 3° clase)” (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003, p. 205).

6.7.1.2. Gradiente mínima.

“Es la menor pendiente longitudinal de la rasante que se permite en el proyecto, su valor se determina para facilitar el escurrimiento longitudinal de la precipitación sobre la superficie de rodadura y en las cunetas” (Cárdenas Grisales, 2013, p. 312).

La pendiente mínima usual para un adecuado funcionamiento de las cunetas es del 0.5% y 0.3% en terreno plano (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003, p. 205).

6.7.2. Curvas verticales.

“Es aquel elemento del diseño vertical de la vía, que permite la unión entre dos tangentes verticales consecutivas, tal que produzca un cambio gradual en la pendiente a lo largo de la longitud” (Cárdenas Grisales, 2013, pág. 313) .

6.7.2.1. Curvas verticales convexas.

Estas deben ser consistentes con la distancia de visibilidad requerida para asegurar el frenado, por lo que se establece que a altura del ojo del conductor sobre la calzada es de 1.5m y la altura del obstáculo 0.15m (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003, pág. 208).

Esta longitud se expresa por la siguiente fórmula:

$$L = \frac{AS^2}{426}$$

Dónde:

L = longitud de la curva vertical convexa, (m).

A= diferencia algébrica de las gradientes, (%).

S = distancia de visibilidad para la parada de un vehículo, (m).

La longitud de una curva vertical convexa mediante su ecuación equivalente:

$$L = k * A$$

Dónde:

L = longitud de la curva vertical convexa, (m).

k = coeficiente en función de la velocidad de diseño

A = diferencia algébrica de las gradientes, (%).

A continuación, se indican los valores del coeficiente K para las diferentes velocidades de diseño y de acuerdo con la categoría de los diferentes caminos y con la topografía del terreno por donde cruzan:

Tabla 55. Coeficiente k mínimo en función de la velocidad de diseño para curvas convexas.

CURVAS VERTICALES CONVEXAS MÍNIMAS			
Velocidad de diseño	Distancia de Visibilidad para parada "s"	Coeficiente	
Kph	(m)	Calculado	Redondeado
20	20	0,94	1
25	25	1,47	2
30	30	2,11	2
35	35	2,88	3
40	40	3,76	4
45	50	5,87	6
50	55	7,1	7
60	70	11,5	12
70	90	19,01	19
80	110	28,4	28
90	135	42,78	43
100	160	60,09	60
110	180	76,06	80
120	220	113,62	115

Fuente: (Normas de diseño geometrico de carreteras , 2003, pág. 210)

Tabla 56. Coeficiente k mínimo de acuerdo al tipo de vía para curvas convexas.

VALORES MÍNIMOS DE DISEÑO DEL COEFICIENTE "k" PARA LA DETERMINACIÓN DE LA LONGITUD DE CURVAS VERTICALES CONVEXAS MÍNIMAS						
TIPO DE CARRETERA	VALOR RECOMENDABLE			VALOR ABSOLUTO		
	LL	O	M	LL	O	M
R-I o R-II	115	80	43	80	43	28
I	80	60	28	60	28	12
II	60	43	19	43	28	7
III	43	28	12	28	12	4
IV	28	12	7	12	3	2
V	12	7	4	7	3	2

Fuente: (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003, pág. 210)

La longitud mínima de las curvas verticales convexas, expresada en metros, se determina por la siguiente fórmula:

$$L_{min} = 0.60V$$

Donde:

L_{min} = longitud mínima de curvas [m]

V = velocidad de diseño [Km/h]

6.7.2.2. Curvas verticales cóncavas.

Por su forma son de visibilidad completa durante el día, caso contrario ocurre durante la noche, por este motivo la distancia de iluminación producida por los faros delanteros del vehículo deberá ser igual a la distancia de visibilidad de parada (Cárdenas Grisales, 2013, p. 380).

La relación que existe entre la longitud de la curva, la diferencia algebraica de gradientes y la distancia de visibilidad de parada se determina por medio de la siguiente fórmula:

$$L = \frac{AS^2}{122 + 3.5S}$$

Dónde:

L = longitud de la curva vertical convexa, (m).

A = diferencia algébrica de las gradientes, (%).

S = distancia de visibilidad para la parada de un vehículo, (m).

La longitud de una curva vertical cóncava en su expresión más simple es:

$$L = k * A$$

Dónde:

L = longitud de la curva vertical convexa, (m).

k = coeficiente en función de la velocidad de diseño

A = diferencia algébrica de las gradientes, (%).

A continuación, se indican los diversos valores de “K” para las diferentes velocidades de diseño y para las varias clases de carretera, respectivamente:

Tabla 57. Coeficiente k mínimo en función de la velocidad de diseño para curvas cóncavas.

CURVAS VERTICALES CONVEXAS MÍNIMAS			
Velocidad de diseño	Distancia de Visibilidad para parada "s"	Coeficiente	
Kph	(m)	Calculado	Redondeado
20	20	2.08	2
25	25	2.98	3
30	30	3.96	4
35	35	5.01	5
40	40	6.11	6
45	50	8.42	8
50	55	9.62	10
60	70	13.35	13
70	90	18.54	19

Fuente: (Normas de diseño geometrico de carreteras , 2003, pág. 212)

Tabla 58. Coeficiente k mínimo de acuerdo al tipo de vía para curvas cóncavas.

VALORES MÍNIMOS DE DISEÑO DEL COEFICIENTE "k" PARA LA DETERMINACIÓN DE LA LONGITUD DE CURVAS VERTICALES CONVEXAS MÍNIMAS						
TIPO DE CARRETERA	VALOR RECOMENDABLE			VALOR ABSOLUTO		
	LL	O	M	LL	O	M
R-I o R-II	115	80	43	80	43	28
I	80	60	28	60	28	12
II	60	43	19	43	28	7
III	43	28	12	28	12	4
IV	28	12	7	12	3	2
V	12	7	4	7	3	2

Fuente: (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003, pág. 212)

Longitud mínima de las curvas verticales cóncavas, expresada en metros, se determina por la siguiente fórmula:

$$L_{min} = 0.60V$$

Donde:

Lmin = longitud mínima de curvas [m]

V = velocidad de diseño [Km/h]

6.8. Sección transversal.

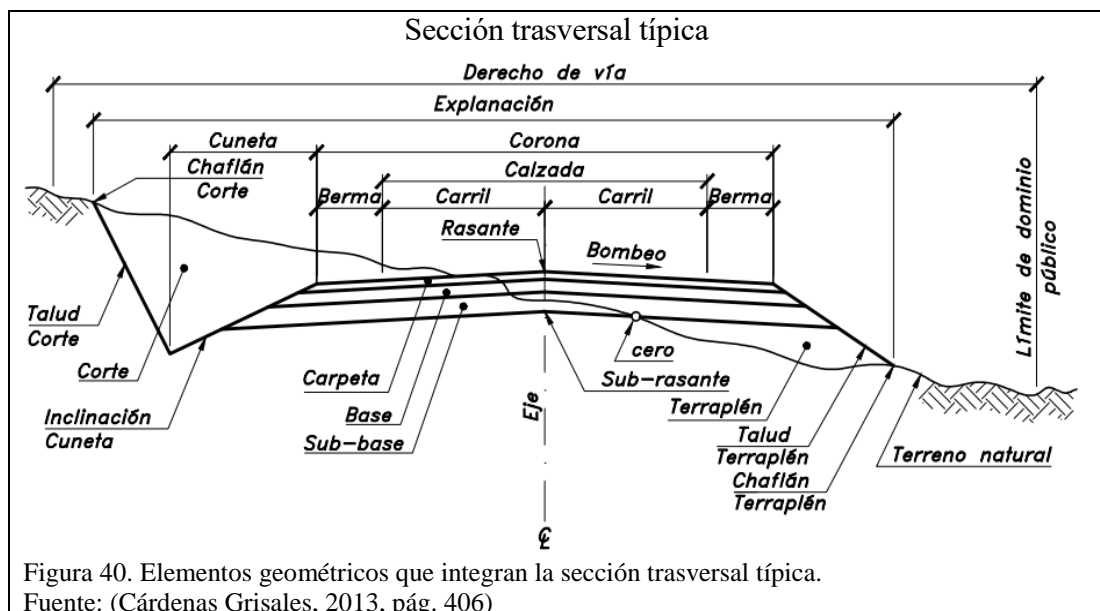
“Consiste en definir la ubicación y dimensiones de los elementos que conforman la carretera, y su relación con el terreno natural. De esta manera se podrá fijar la rasante y el ancho de faja que ocupara la futura carretera” (Cárdenas Grisales, 2013, p. 405).

La sección típica depende principalmente del volumen de tráfico vehicular y del tipo de terreno por donde atraviesa la vía, en la selección de la sección típica se debe tomar en

cuenta el benéfico a los usuarios y el costo de mantenimiento (Normas de diseño geometrico de carreteras , 2003, p. 226) .

Los elementos geométricos principales que integran una sección transversal son los siguientes:

- a) Calzada o pavimento
- b) Espaldones
- c) Taludes
- d) Cunetas



6.8.1. Calzada.

Es la parte de la sección destinada a la circulación de los vehículos, constituida por uno o más carriles. El ancho y el número de carriles se determinan en función del volumen y composición del tráfico, de las características del terreno y del nivel de servicio deseado al final del periodo de diseño.

A continuación, se indican los valores de diseño para el ancho del pavimento en función de los volúmenes de tráfico:

Tabla 59. Valores de ancho de calzada

ANCHOS DE LA CALZADA			
CLASE DE CARRETERA		Ancho de la Calzada (m)	
		Recomendable	Absoluto
R-I o R-II > 8000	TPDA	7,30	7,30
I 3000 a 8000	TPDA	7,30	7,30
II 1000 a 3000	TPDA	7,30	6,50
III 300 a 1000	TPDA	6,70	6,00
IV 100 a 300	TPDA	6,00	6,00
V Menos de 100	TPDA	4,00	4,00

Fuente: (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003, pág. 227)

6.8.2. Espaldones.

Sirven de confinamiento lateral de la superficie de rodadura, controlan la humedad y las posibles erosiones de la calzada, además en las (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003, pág. 232) añade las siguientes funciones:

1. Provisión de espacio para el estacionamiento temporal de vehículos fuera de la superficie de rodadura fija, a fin de evitar accidentes.
2. Provisión de una sensación de amplitud para el conductor, contribuyendo a una mayor facilidad de operación, libre de tensión nerviosa.
3. Mejoramiento de la distancia de visibilidad en curvas horizontales.
4. Provisión de espacio para la colocación de señales
5. La descarga del agua se escurre por la superficie de rodadura está alejada del borde del pavimento, reduciendo al mínimo la infiltración y evitando así el deterioro y la rotura del mismo.

En base a las consideraciones anteriores, el ancho de espaldones, en relación con el tipo de carretera, recomendado se presenta a continuación:

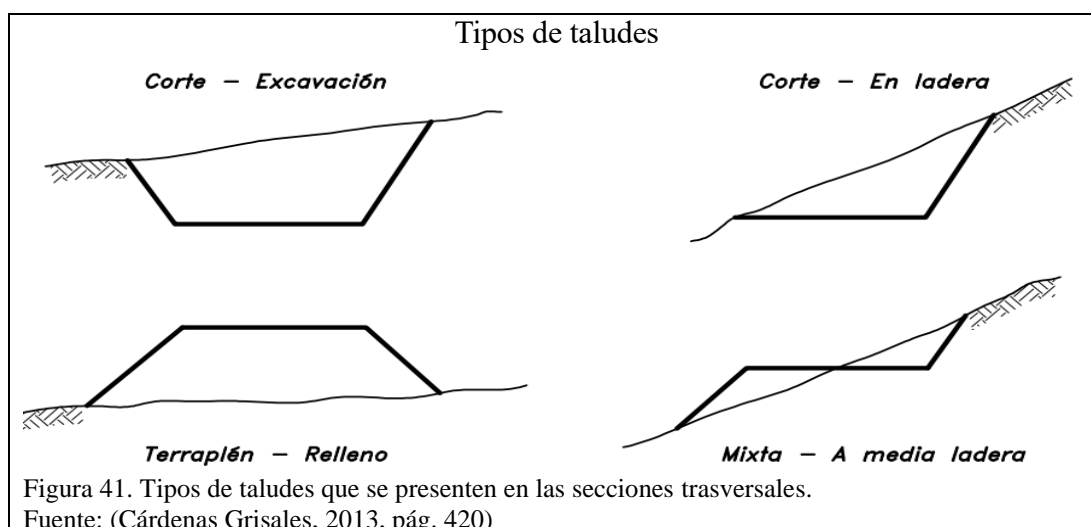
Tabla 60. Valores de ancho de espaldones.

VALORES DE DISEÑO PARA EL ANCHO DE ESPALDONES (m)						
Clase de Carretera	Ancho de espaldones (m)					
	Recomendable			Absoluto		
	L	O	M	L	O	M
	(1,2)	(1,2)	(1,2)	(1,2)	(1,2)	(1,2)
R-I o R-II > 8000	3,0 *	3,0 *	2,5 *	3	3,0 *	2,0 *
I 3000 a 8000 TPDA	2,5 *	2,5 *	2,0 *	2,5 **	2,0 **	1,5 **
II 1000 a 3000 TPDA	2,5 *	2,5 *	1,5 *	2,5	2,0	1,5
III 300 a 1000 TPDA	2,0 **	1,5 **	1,0 *	1,5	1,0	0,5
IV 100 a 300 TPDA	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
V Menos de 100 TPDA	Una parte del soporte lateral está incorporado en el ancho de la superficie de rodadura (no se considera el espaldón como tal)					
L= Terreno Llano O=Terreno Ondulado M=Terreno Montañoso						
* La cifra en paréntesis es la medida del espaldón interior de cada calzada y la otra es para el espaldón exterior. Los dos espaldones deben pavimentarse concreto asfáltico.						
** Se recomienda que el espaldón debe pavimentarse con el mismo material de la capa de rodadura del camino correspondiente.						

Fuente: (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003, pág. 233)

6.8.3. Taludes.

Son superficies laterales inclinadas que limitan la explanación, el coeficiente de talud se lo determina en base a los estudios geológicos geotécnicos. Si la sección es en corte, el talud empieza enseguida de la cuneta, y si la sección es en terraplén, el talud inicia en el borde de la berma (Cárdenas Grisales, 2013, pág. 409).



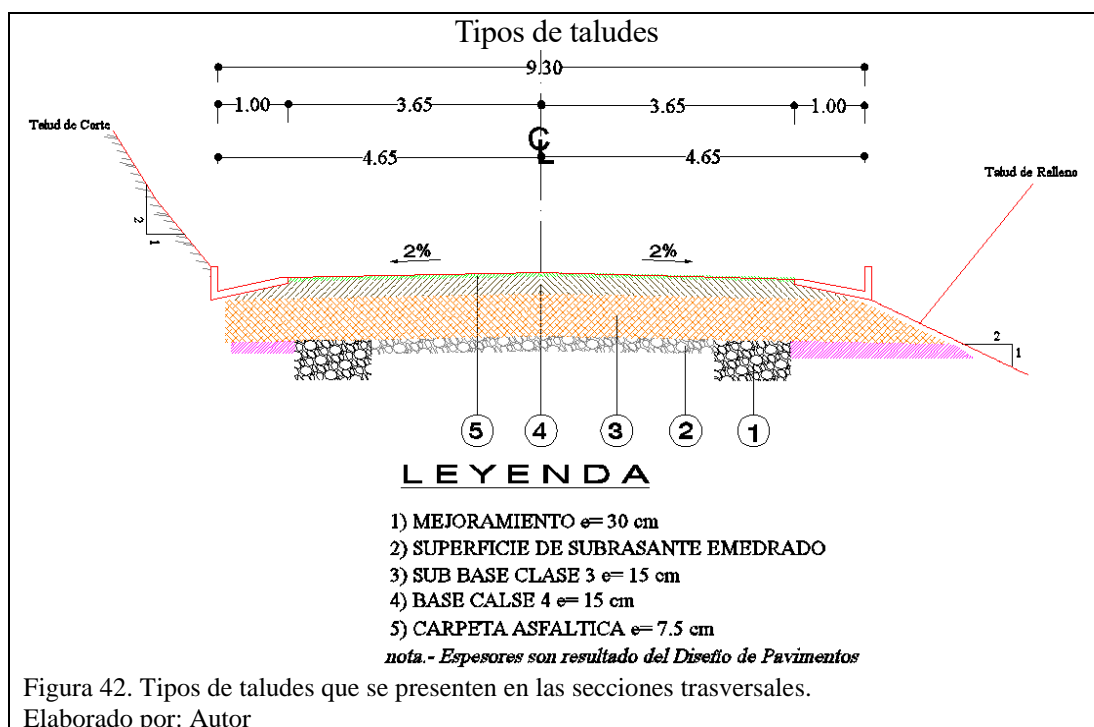
En terrenos planos, donde la excavación y el relleno constituyen relativamente un pequeño porcentaje dentro del costo de construcción, se recomiendan taludes para corte y para relleno, como se indica a continuación:

Tabla 61. Valores recomendables en el diseño de taludes en terrenos planos

VALORES DE DISEÑO RECOMENDABLES DE LOS TALUDES EN TERRENOS PLANOS			
CLASE DE LA CARRETERA		TALUD	
		CORTE	RELLENO
R-I o R-II >	TPDA	3:1 * **	4:1
I 3000 a 8000	TPDA	3:1	4:1
II 1000 a 3000	TPDA	2:1	3:1
III 300 a 1000	TPDA	2:1	2:1
IV 100 a 300	TPDA	1,8-1:1	1,5-2:1
V Menos de 100	TPDA	1,8-1:1	1,5-2:1

Fuente: (Normas de diseño geometrico de carreteras , 2003, pág. 235)

Tomando las consideraciones de los elementos geométricos que conforman la sección típica transversal, se presenta a continuación la sección transversal que implementara en el proyecto:



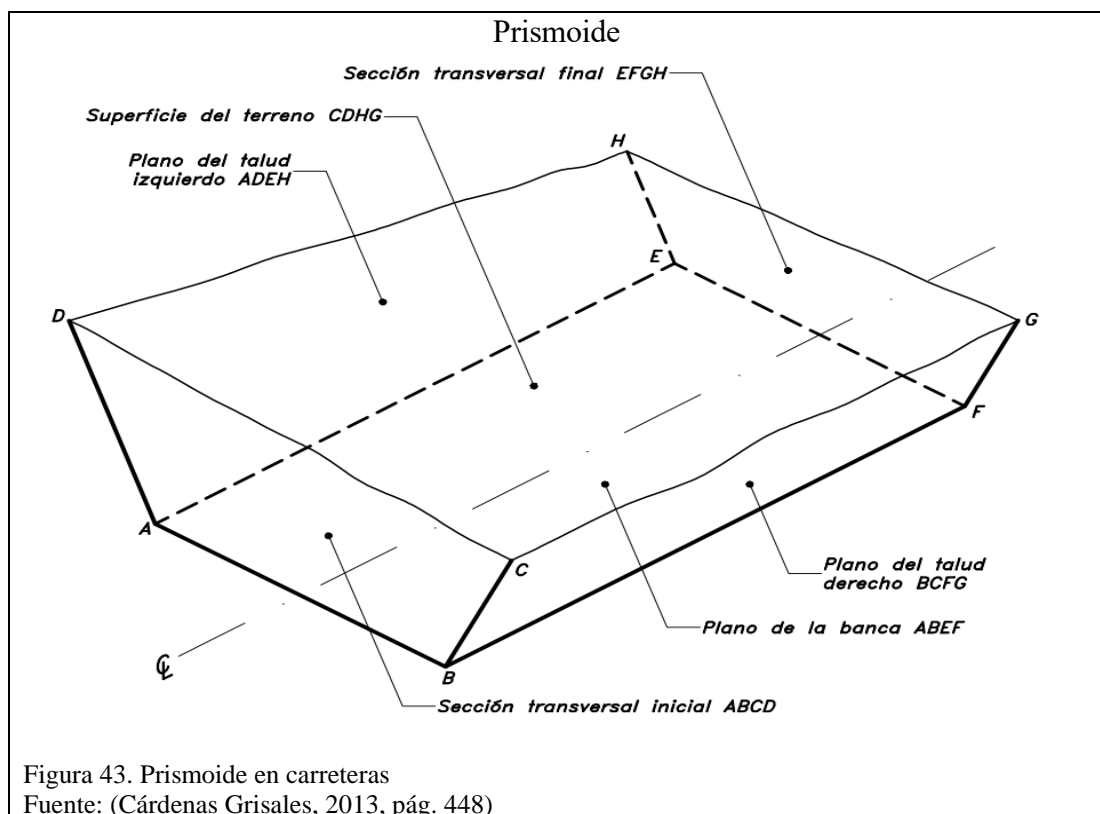
6.9. Movimiento de tierra.

El movimiento de tierras es el conjunto de actividades que causan modificaciones necesarias al terreno hasta llegar al nivel de la sub rasante:

El movimiento de tierras está constituido principalmente por las siguientes actividades:

- Limpieza, desmonte y desbroce
- Excavación
- Transporte
- Relleno

El cálculo de volumen de tierra a ser desalojado se lo realiza calculando el área de las secciones transversales, será necesario suponer que entre cada par de secciones consecutivas existe un sólido geométrico llamado prismoide (Cárdenas Grisales, 2013, pág. 448).



El volumen del prismoide se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{L}{6}(A_1 + A_2 + 4A_m)$$

Donde:

V = Volumen del prismoide (m³).

A₁ = Área de la sección transversal extrema inicial (m²).

A₂ = Área de la sección transversal extrema final (m²).

A_m = Área de la sección media (m²). Es aquella sección situada a L /2.

6.9.1. Diagrama de masas.

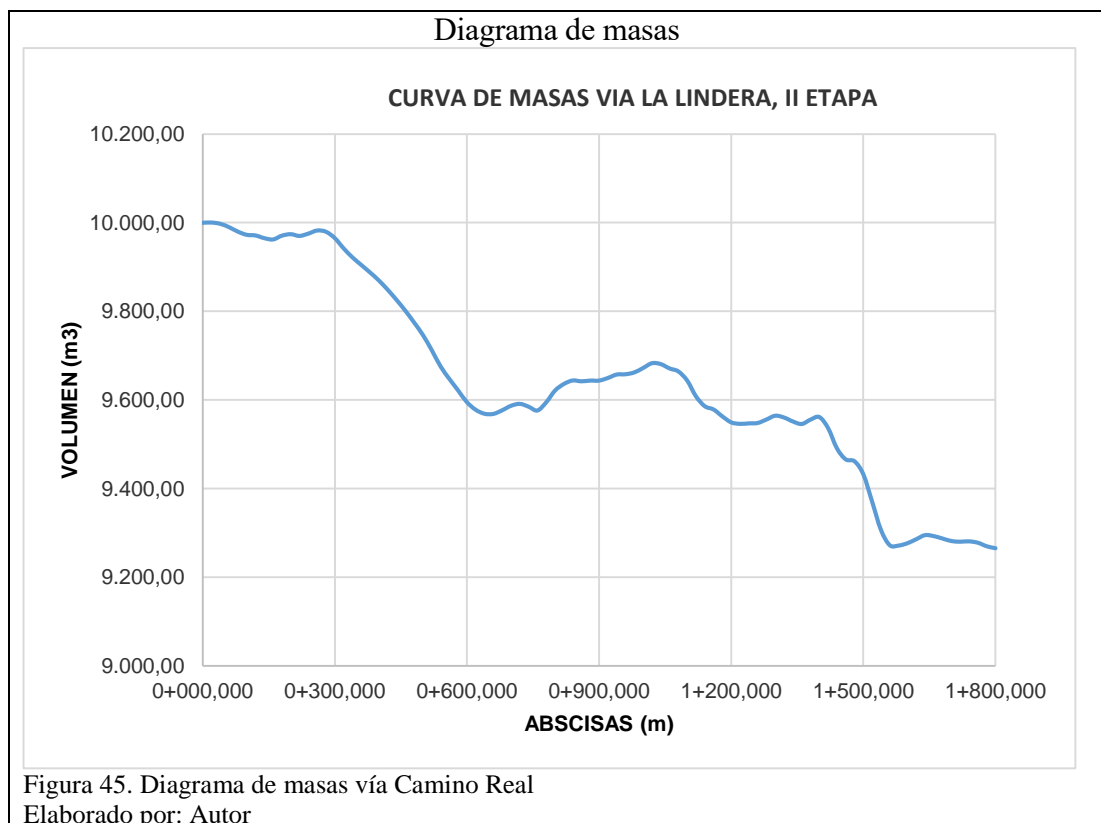
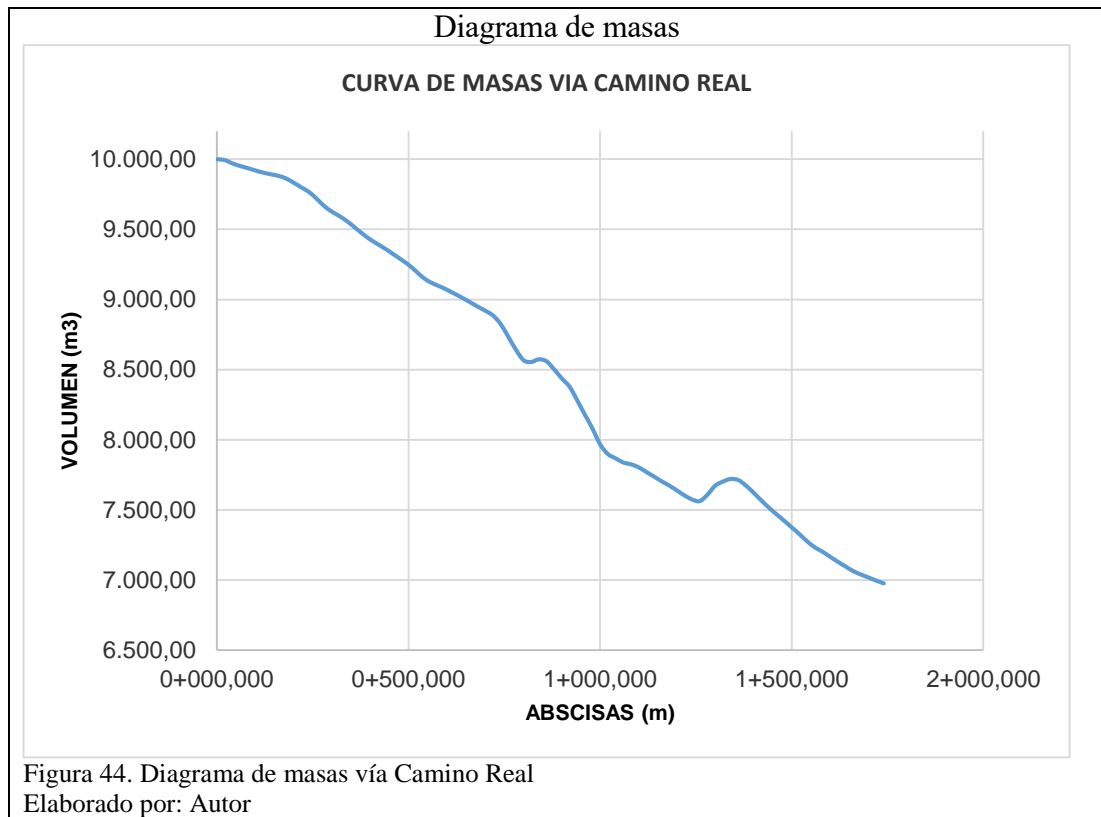
Es la representación gráfica del volumen de tierra a ser movida y de las distancias que hay que transportarlo, en un tramo determinado de la carretera en construcción.

Técnicamente es una curva o gráfico, en el que las distancias horizontales (abscisas) representan las estaciones de la carretera y las distancias verticales (ordenadas) indican las sumas algebraicas de los volúmenes acumulados de los cortes y terraplenes, a partir de un punto origen en el perfil longitudinal de la carretera (Cárdenas Grisales, 2013, pág. 463)

Para (Morales Sosa, 2006, pág. 154) los principales objetivos del diagrama de masas son:

1. Compensar cortes y rellenos
2. Fijar el sentido de los movimientos de materiales
3. Fijar los límites de acarreo libre

4. Calcular los sobre acarreos
5. Controlar los volúmenes de préstamo y de bote



6.9.1.1. Distancia de acarreo libre.

Es la máxima distancia a la que el material puede ser acarreado dentro del precio unitario pactado, esto debe tener muy en cuenta el contratista para que los precios unitarios que proponga, lleven incluido el costo de acarreo hasta esa distancia (Cárdenas Grisales, 2013, pág. 474).

Generalmente, la distancia pactada para el acarreo libre es de 150 m.

6.9.1.2. Distancia de sobre acarreo.

“Si hay que transportar el material a una distancia mayor, el acarreo extra se llama sobre-acarreo, el cual se debe pagar adicionalmente al contratista a un determinado precio unitario” (Cárdenas Grisales, 2013, p. 474).

Capítulo 7

7. Diseño hidráulico

7.1. Alcance.

Es de tal importancia ya que, por medio del estudio hidrológico, se determina caudales de diseño necesarios para el adecuado dimensionamiento de las obras de drenaje que cumplan parámetros técnico-económicos entre estos tenemos:

- Evacuar de manera rápida y eficiente el agua que escurre por el pavimento.
- Conducir y salvar causes que atraviesen por la carretera

Del ciclo hidrológico la precipitación es el componente principal, y lo que interesa para el diseño de obras de drenaje es su intensidad y frecuencia con la que se presenta en la zona de estudio que se determina en base a las estaciones hidrológicas y su ubicación geográfica.

El cálculo de caudales para el diseño de cunetas, se tomará en cuenta solo el escurrimiento que se da sobre la calzada, debido a que no existen laderas aportantes a la carretera, por lo que se considera como una vía en terraplén.

Además, se evaluará el comportamiento hidráulico de la alcantarilla ubicada en la abscisa 0+990 vía Camino real, caso contrario se procederá a su rediseño.

7.2. Información utilizada.

La información básica utilizada para el diseño de obras de drenaje superficial es:

- Topografía de las vías de estudio
- Serie histórica de la precipitación correspondiente al a estación meteorológica M127 Pillaro
- Normas de diseño geométrico de carreteras MOP-2003
- Mapa de isolíneas y de zonificación de intensidades de precipitación
- Coeficientes de escorrentía

7.3. Funciones de las obras de drenaje.

Las obras de drenaje son un conjunto de estructuras hidráulicas que deben disponerse en un proyecto vial de tal manera que permitan recolectar, conducir y evacuar de manera eficaz todos los caudales de agua, provenientes del escurrimiento superficial que llegan a la carretera (Salgado N, 1989, pág. 372).

Según las (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003, pág. 254) las obras de drenaje deben cumplir 4 funciones principales:

1. Desalojar rápidamente el agua de lluvia que cae sobre la calzada
2. Controlar el nivel freático
3. Interceptar al agua que superficial o subterráneamente escurre hacia la carretera
4. Conducir de forma controlada el agua que cruza la vía

7.4. Drenaje longitudinal.

“La constituyen todas las obras construidas longitudinalmente a la vía, cuya función es recoger, transportar y desalojar las aguas que cae en la carretera y antes de que caiga sobre ella también” (Morales Sosa, 2006, pág. 165).

Como drenaje longitudinal tenemos las cunetas laterales, sumideros, colectores y zanjas de coronación.

7.5. Drenaje transversal.

Su función es proporcionar un medio para que el agua que escurre por cauces naturales o artificiales fluya de forma permanente bajo la carretera sin causar daños a esta.

Este tipo de drenaje comprende alcantarillas, badenes y puentes.

7.6. Dimensionamiento de las obras de drenaje.

Es de tal importancia ya que garantiza la inmediata evacuación del agua, y así contribuir con un adecuado mantenimiento, para mantener los niveles de serviciabilidad de la carretera.

7.6.1. Intensidad de precipitación para un periodo de retorno.

En diseños de drenaje urbano se utiliza la determinación del evento o tormenta de diseño que involucre una relación entre la intensidad de lluvia, la duración y las frecuencias o periodos de retorno apropiados para cada obra de drenaje (Gutiérrez Caiza, 2014, pág. 166).

En el análisis intervienen las I-D-F (curvas de intensidad, duración y frecuencia), la cual requiere información pluviográfica. En el caso del país, el INAMHI ha desarrollado el “Estudio de lluvias intensas”, representadas por la siguiente ecuación:

$$I_{TR} = \frac{K * Id_{TR}}{t^n} \quad TR = \frac{n + 1}{m}$$

Donde:

I_{TR} = Intensidad de precipitación para cualquier periodo de retorno (mm/h).

I_{dTR} = Intensidad diaria para un periodo de retorno dado (mm/h).

TR = Periodo de retorno en años

K, m y n = Constantes de ajustes determinados por mínimos cuadrados

7.6.1.1. *Periodo de retorno.*

“Es el periodo de tiempo promedio, en años, en que un determinado evento es igualado o superado por lo menos una vez” (Monsalve S, 1999, pág. 141).

Los factores determinantes para la selección del periodo de retorno son el costo y el grado de seguridad que se desea dar a la estructura.

El periodo de retorno de la creciente de diseño de una obra de drenaje vial está ligado a la probabilidad de excedencia del caudal máximo instantáneo (o al riesgo permisible de que el caudal de diseño sea superado) durante la vida útil de la obra, mediante la siguiente expresión:

$$TR = \frac{1}{1 - (1 - k)^{\frac{1}{n}}}$$

Donde:

TR = Periodo de retorno en años

k = Riesgo permisible

n = Vida útil de la obra en años

Se deberán adoptar los siguientes periodos de retorno para el cálculo de caudales máximos instantáneos anuales en obras de drenaje vial:

Tabla 62. Periodos de retorno de diseño en obras de drenaje vial.

TIPO DE OBRA	CAMINOS VECINALES	RED DE CARRETERA
Alcantarillas de hasta 3 m ² de sección	5	10
Alcantarillas mayores de 3 m ² de sección	10	25
Cunetas	10	25
Canales interceptores	10	25
Puentes mínimo	50	50

Fuente: (Salgado N, 1989, pág. 384).

7.6.1.2. *Tiempo de concentración.*

Es el tiempo necesario, desde el inicio de la precipitación, para que todo el terreno de la cuenca contribuya al sitio de la obra de drenaje en consideración, o, en otras palabras, el tiempo que toma el agua desde los límites más extremos de la cuenca hasta llegar a la salida de la misma (Posso Prado, 2009, págs. 2-2)

En general, el tiempo de concentración se calcula por medio de ecuaciones empíricas, dentro de las cuales la mayor mente utilizada es la de Kirpich:

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{\Delta H} \right)^{0.385}$$

Donde:

t_c = Tiempo de concentración en minutos

L = Longitud del área de drenaje (m)

H = Desnivel entre el extremo de la cuenca y el punto de descarga (m)

Para (Lemos, 2000, pág. 20) el tiempo de concentración que se debe utilizar en carreteras es de 10 minutos y en alcantarillas de 10 a 12 minutos.

7.6.1.3. *Intensidad de lluvia.*

Es la lluvia máxima previsible para un periodo de retorno dado, además es característica del clima que existe en cada zona geográfica.

En el caso del Ecuador, el INAMHI en el año de 2015 realizó el estudio de intensidades mediante el cual se puede calcular, para cualquier sector geográfico del país, la intensidad, frecuencia y duración de la precipitación, a través del empleo de las ecuaciones pluviométricas. Por lo que para calcular la intensidad en un sector es necesario obtener de los mapas de isolíneas de intensidades de precipitación, el valor I_{dTR} para el periodo de retorno considerado y reemplazarla en la ecuación correspondiente de la zona obteniendo de esta manera la intensidad de lluvia en mm/h (Gutiérrez Caiza, 2014, pág. 177).

Para determinar la intensidad de lluvia en la zona de estudio, se empleó la información del estudio de lluvias intensas del 2015, la cual determina que el proyecto se desarrolla en la zona 33, que se da a conocer a continuación:



Por consiguiente, la estación representativa de la zona 33 es la M066 Ambato aeropuerto, cuyas ecuaciones de intensidad para diferentes tiempos de concentración se presentan a continuación:

Tabla 63. Ecuaciones representativas de la zona.

ZONA	CODIGO	NOMBRE ESTACIÓN	DURACIÓN	ECUACIÓN
33	M0066	AMBATO AEROPUERTO		$I_{TR} = 109.56 \cdot Id_{TR} \cdot t^{-0.345} R^2 = 0.9951$
			5 Min < 15.9 Min	
			15.9 Min < 1440 Min	$I_{TR} = 404.65 \cdot Id_{TR} \cdot t^{-0.817} R^2 = 0.9979$

Fuente: (INAMHI, 2015, pág. 204).

Para determinar la intensidad de lluvia que cae en un periodo de 24 horas dentro de la zona de estudio para un periodo de retorno de 25 años, se utiliza los valores de Id_{TR} correspondientes a la estación M0127 Píllaro, los cuales se emplearan en la ecuación característica de la zona 33 propuesta anteriormente, que se presentan a continuación:

Tabla 64. Intensidades máximas en 24 horas para varios periodos de retorno.

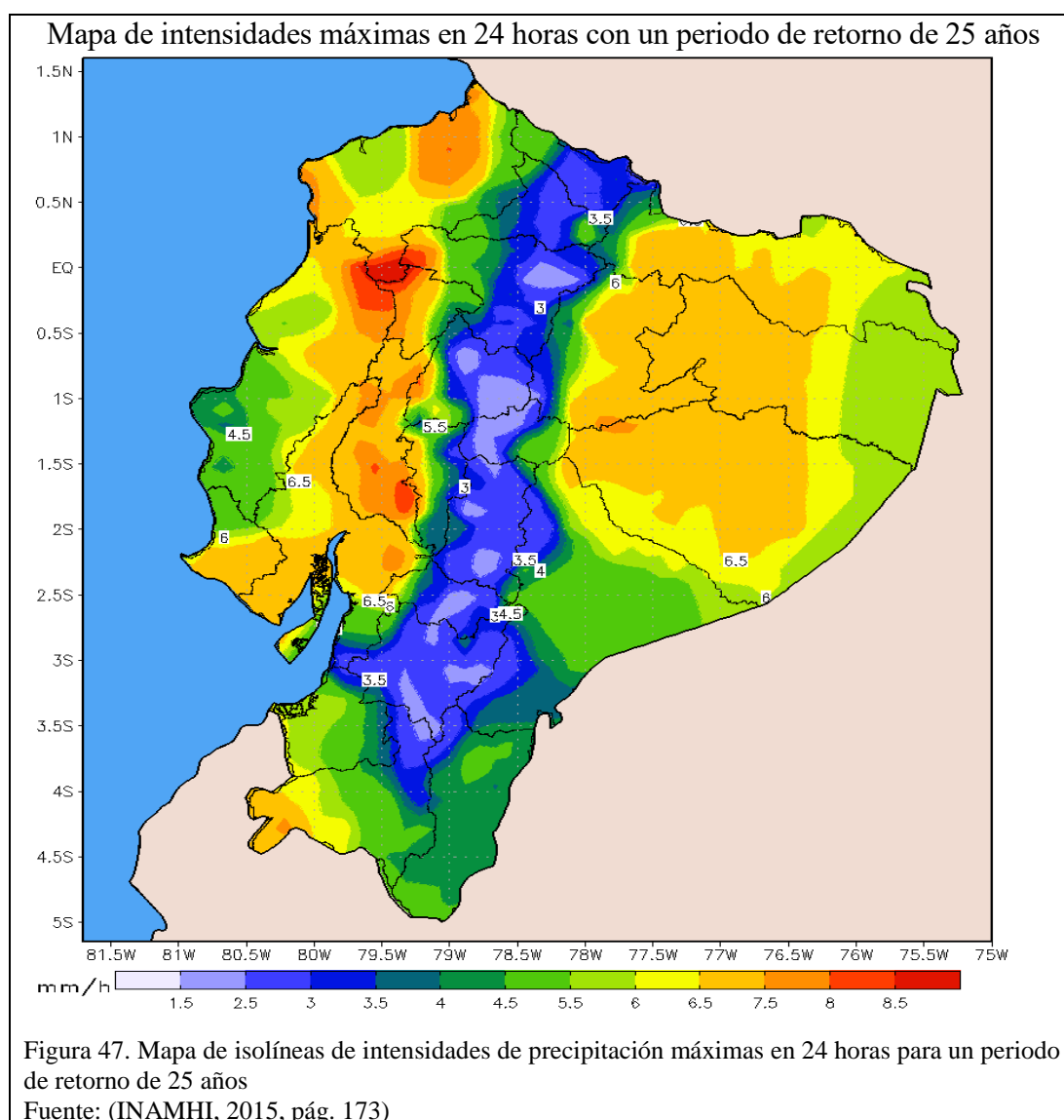
CODIGO	ESTACION	X	Y	Z	SERIE DATOS	N° DE AÑOS	TR2	TR5	TR10	TR25	TR50	TR100
M0127	PILLARO	772341.52935	9870622.31346	2770	1982-2011	28	1.02	1.27	1.44	1.65	1.81	1.96

Fuente: (INAMHI, 2015, pág. 161).

Los valores de I_{dTR} adoptados para el diseño de las obras de drenaje serán los siguientes:

- Cunetas TR = 25 años $\rightarrow I_{dTR} = 1.65$
- Alcantarillas TR = 10 años $\rightarrow I_{dTR} = 1.44$

Estos valores también se pueden obtener mediante los mapas de isolíneas de precipitación máxima en 24 horas para cada periodo de retorno este se presenta a continuación:



Como se observa en el mapa, se certifica que el valor del I_{dTR} para el diseño de cunetas está dentro del rango de valores 1.5 – 2.5 mm/h para el periodo de retorno requerido.

Establecidos los siguientes valores se procedió a determinar la intensidad máxima en 24 horas en la zona, para un periodo de retorno de 25 años:

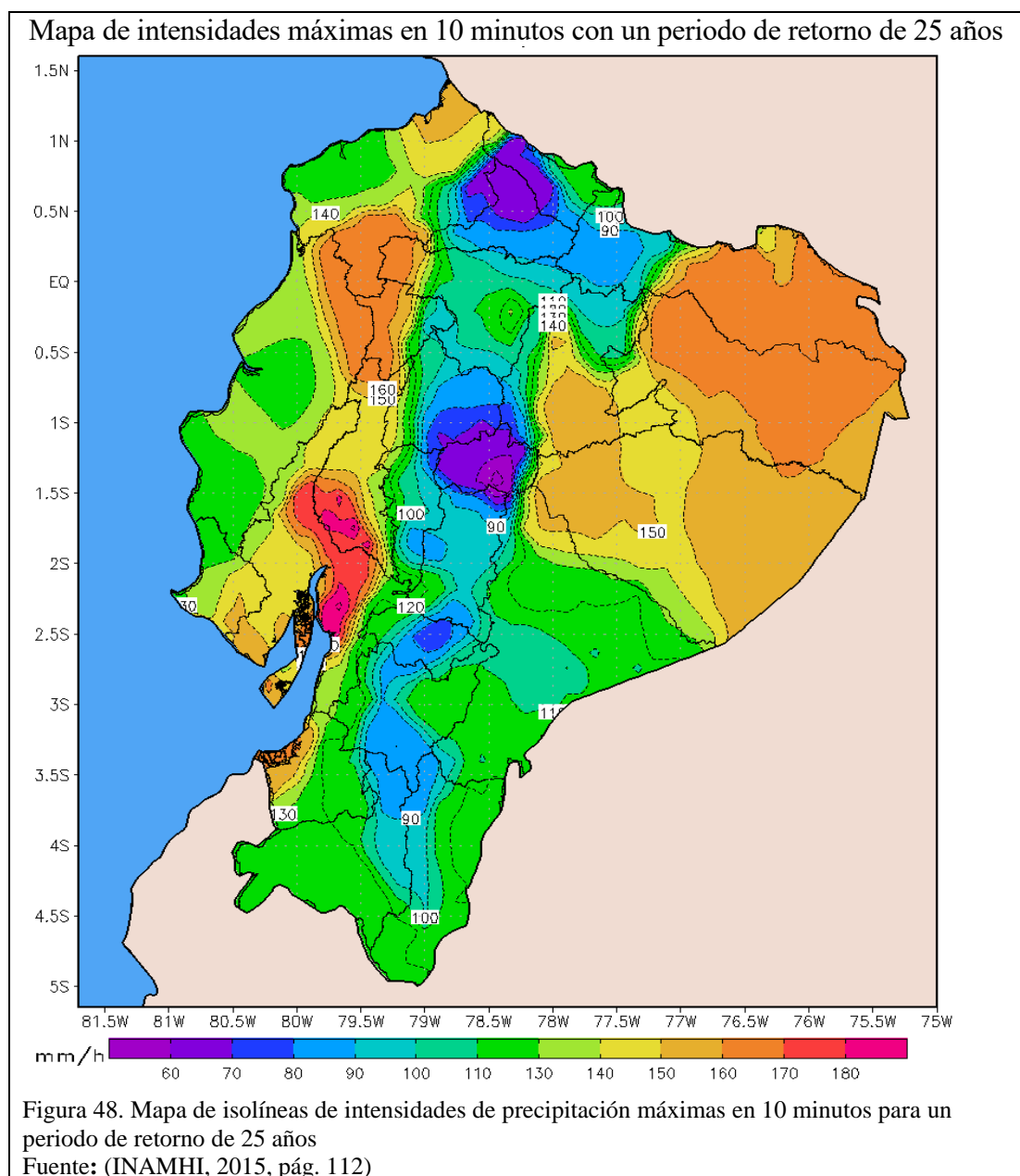
$$t_c = 10 \text{ minutos}$$

$$I_{d_{TR}} = 1.65 \text{ mm/h}$$

$$I_{TR} = 109.56 * I_{d_{TR}} * t^{-0.345}$$

$$I_{TR} = 109.56 * 1.65 * 10^{-0.345}$$

$$I_{TR} = 81.68 \text{ mm/h}$$



7.6.2. Coeficiente de escorrentía (c).

Es la relación que existe entre el volumen de agua que cae en una precipitación y aquella que escurre superficialmente, su valor es adimensional y depende de diferentes factores, propias de cada cuenca (Salgado N, 1989, pág. 385):

- Permeabilidad del suelo
- Morfología de la cuenca
- Pendientes transversales y longitudinales
- Uso y tipo de suelo

El coeficiente de escorrentía se puede determinar mediante la siguiente fórmula o por medio de los valores tabulados que se muestran a continuación:

$$c = \frac{V_{\text{escorrentia superficial}}}{V_{\text{precipitación total}}}$$

Tabla 65. Coeficientes de escorrentía.

TIPO DE SUPERFICIE	COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA (C)
Pavimentos de hormigón y asfálticos	0,70 - 0,95
Pavimentos adoquinados	0,60 - 0,70
Pavimentos de Macadán	0,30 - 0,60
Superficie de grava	0,15 - 0,30
Zonas arboladas y bosques	0,10 - 0,20
Zonas con vegetación densa:	
Terrenos granulares	0,05 - 0,35
Terrenos arcillosos	0,15 - 0,56
Zonas con vegetación media:	
Terrenos granulares	0,10 - 0,50
Terrenos arcillosos	0,30 - 0,75
Tierra sin vegetación	0,20 - 0,80
Zonas cultivables	0,20 - 0,40

Fuente: (Lemos, 2000, pág. 19)

En base a los valores presentados en la tabla del coeficiente de escorrentía, para pavimentos de hormigón y asfálticos se adoptará C igual a 0.95, debido a que a mayor valor de coeficiente de escorrentía el suelo es más impermeable, y por ende existe mayor caudal.

7.6.3. Diseño hidráulico.

Para el diseño hidráulico nos basaremos en principios y métodos racionales que permite el uso de factores que influyen en la determinación de la geometría del conducto y el tipo de flujo que este conduce.

Para (Lemos, 2000, pág. 26), el diseño hidráulico comprende de 2 fases:

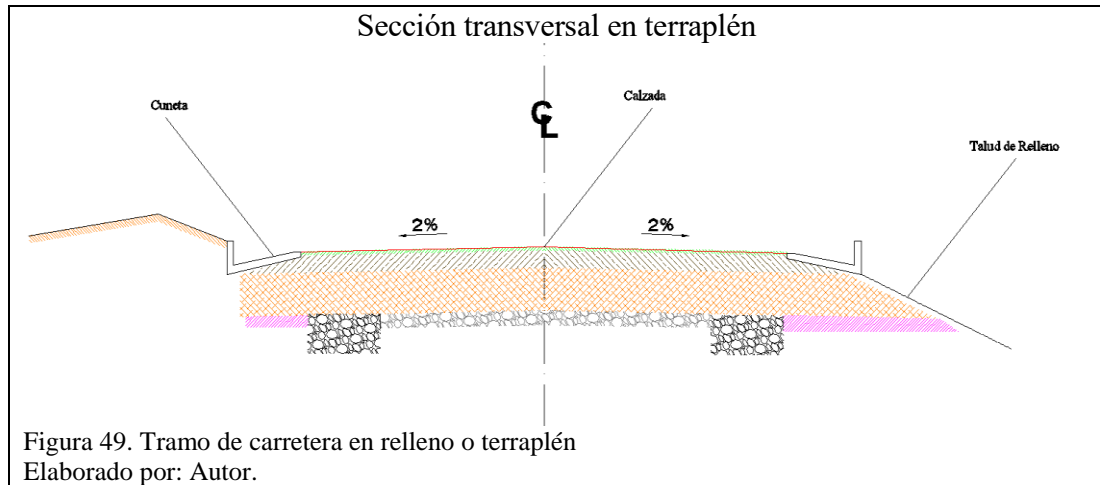
1. Cálculo del caudal de escorrentía a ser evacuado.
2. Determinación de la sección hidráulica óptima

7.6.3.1. Caudal de cunetas.

Para la obtención del caudal de diseño se emplea el método racional, haciendo referencia el área de aportación de la calzada más la proyección horizontal del talud si está la posee.

De acuerdo al diseño geométrico de la vía, la topografía y el uso de suelos del sector que es preferentemente agrícola, el cálculo de caudales para el diseño de cunetas, se tomara en cuenta solo el escurrimiento que se cae sobre la calzada, debido a que no existen laderas aportantes a la carretera, por lo que se considera como una vía en terraplén.

Para determinar el caudal que conduce la cuneta el autor (Lemos, 2000, pág. 27) propone la siguiente educación para el caso de una vía en terraplén:



$$Q = \frac{0.00028 * ci(BL)}{2}$$

Dónde:

L = Longitud de la cuneta (m)

B = Ancho de la calzada (m)

c = Coeficiente de escorrentía de la calzada

i = Intensidad de precipitación para un periodo de retorno (mm/h)

Antes de determinar el caudal de diseño debemos establecer la longitud máxima de las cunetas entre dos obras de desagüe, que para (Morales Sosa, 2006, pág. 170) establece que la longitud máxima para que pueda desaguar la cuneta es de 110-150 metros.

Por consiguiente, el caudal de diseño será:

$$Q = \frac{0.00028 * ci(BL)}{2}$$

$$Q = \frac{0.00028 * 0.95 * 81.68(7.30 * 150)}{2}$$

$$Q = 11.90 \text{ lt/s} \quad Q = 0.0119 \text{ m}^3/\text{s}$$

7.6.3.2. *Consideraciones técnicas que deben tomarse en cuenta para el diseño de cunetas.*

En las (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003, págs. 225-260) se toma en cuenta las siguientes consideraciones:

Localización, pendiente y velocidad: La cuneta se localizará entre el espaldón de la carretera y el pie del talud del corte. La pendiente será similar al perfil longitudinal de la vía, con un valor mínimo del 0.50% y un valor máximo que estará limitado por la velocidad del agua la misma que condicionará la necesidad de revestimiento

Forma de la sección: según la forma de su sección transversal, pueden ser: triangulares, rectangulares y trapezoidales, el uso de cunetas triangulares es generalizado, posiblemente, por su facilidad de construcción y mantenimiento.

En las secciones triangulares se recomienda que el talud hacia la vía tenga como mínimo 3:1, preferentemente 4:1 y del lado del corte seguirá

sensiblemente la inclinación del talud del mismo; considerando, para el caso, una lámina de agua no mayor a 30 cm.

Puntos de desagüe: Las cunetas se llevan hasta los cauces naturales del terreno, u obras de descarga que conduzcan el agua, la distancia recomendable entre las obras de descarga intermedias será igual a la longitud máxima permisible de la cuneta, de tal forma que la distancia máxima entre desagües puede ser 150 m.

Protección: Cuando el material de las cunetas sea erosionable, se deberá reducir la velocidad de avance del agua, disminuyendo la pendiente de la cuneta; en caso contrario, será necesario revestirla.

El revestimiento para proteger la cuneta podrá ser: zampeado de piedra y mortero (hormigón ciclópeo), suelo-cemento, mezcla asfáltica u hormigón y su selección dependerá de la velocidad del agua.

7.6.4. Diseño de obras de drenaje.

Como ya se lo ha explicado con anterioridad el diseño de obras de drenaje comprende en determinar las dimensiones óptimas de las obras hidráulicas, las cuales ayudaran de forma eficaz a evacuar el agua que escurre sobre la descarga hacia cauces naturales o artificiales.

7.6.4.1. Diseño de cunetas.

Las cunetas son estructuras de drenaje que captan las aguas de esorrentía superficial

proveniente de la calzada de la vía y de los taludes de corte, conduciéndolas longitudinalmente hasta asegurar su adecuada disposición en un cauce natural o a una obra transversal, con la finalidad de alejarla rápidamente de la zona que ocupa la carretera (Posso Prado, 2009, págs. 4-17).

7.6.4.1.1. Variables de diseño.

El diseño hidráulico de las cunetas se realiza bajo el principio de canales abiertos con flujo uniforme, es decir que el calado y la velocidad de flujo se mantienen constante a lo largo de la cuneta por tal motivo se emplea la Manning:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Dónde:

Q = Caudal de diseño (m³/s)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

A = Área hidráulica de la sección (m²)

R = Radio hidráulico (m)

S = Pendiente longitudinal (será igual a la pendiente de la vía) (m/m)

A su vez:

$$R = \frac{A}{P}$$

Dónde:

A = Sección de la cuneta (m^2)

P = Perímetro mojado (m)

Establecida la ecuación de Manning se procede a describir cada variable que interviene en el diseño:

- **Coefficiente de rugosidad de Manning**

Es un factor de fricción cuyos valores se han determinado experimental para diversos materiales de revestimiento para canales abiertos, estos se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 66. Coeficientes de rugosidad n de Manning,

TIPO DE SUPERFICIE	n
CUNETAS Y CANALES SIN REVESTIR	
En tierra ordinaria, superficie uniforme y lisa.	0.02
En tierra ordinaria, superficie irregular	0.025
En tierra con ligera vegetación	0.035
En tierra con vegetación espesa	0.04
En tierra excavada mecánicamente	0.028
En roca, superficie uniforme y lisa	0.03
En roca, superficie con aristas e irregularidades	0.035
CUNETAS Y CANALES REVESTIDOS	
Hormigón	0.016
Paredes de hormigón, fondo de grava	0.017
Revestimiento bituminoso	0.016

Fuente: (Lemos, 2000, pág. 10)

- **Relaciones geométricas**

A continuación, se presentan las siguientes relaciones geométricas y la capacidad hidráulica de las cunetas triangulares:

Relaciones geométricas		
	Tipo de Cuneta o Canal	
Ancho Superficial (l)	$(z_a + z_b) \cdot h$	$x + z_b \cdot \left(h - \frac{x}{z_a} \right)$
Área (A)	$\frac{(z_a + z_b) \cdot h^2}{2}$	$x \cdot h + \frac{z_b \cdot h^2}{2} + \frac{x^2}{2 \cdot z_a} \cdot \left(\frac{z_b}{z_a} - \frac{2 \cdot z_b \cdot h}{x} - 1 \right)$
Perímetro Mojado (P)	$(\sqrt{1 + z_a^2} + \sqrt{1 + z_b^2}) \cdot h$	$h + \sqrt{x^2 \cdot \left(1 + \frac{1}{z_a^2} \right)} + \sqrt{z_b^2 + 1} \cdot \left(h - \frac{x}{z_a} \right)$
Radio Hidráulico (R)	$\frac{(z_a + z_b) \cdot h}{2 \cdot (\sqrt{1 + z_a^2} + \sqrt{1 + z_b^2})}$	$\frac{x \cdot h + \frac{z_b \cdot h^2}{2} + \frac{x^2}{2 \cdot z_a} \cdot \left(\frac{z_b}{z_a} - \frac{2 \cdot z_b \cdot h}{x} - 1 \right)}{h + \sqrt{x^2 \cdot \left(1 + \frac{1}{z_a^2} \right)} + \sqrt{z_b^2 + 1} \cdot \left(h - \frac{x}{z_a} \right)}$

Figura 50. Tramo de carretera en relleno o terraplén

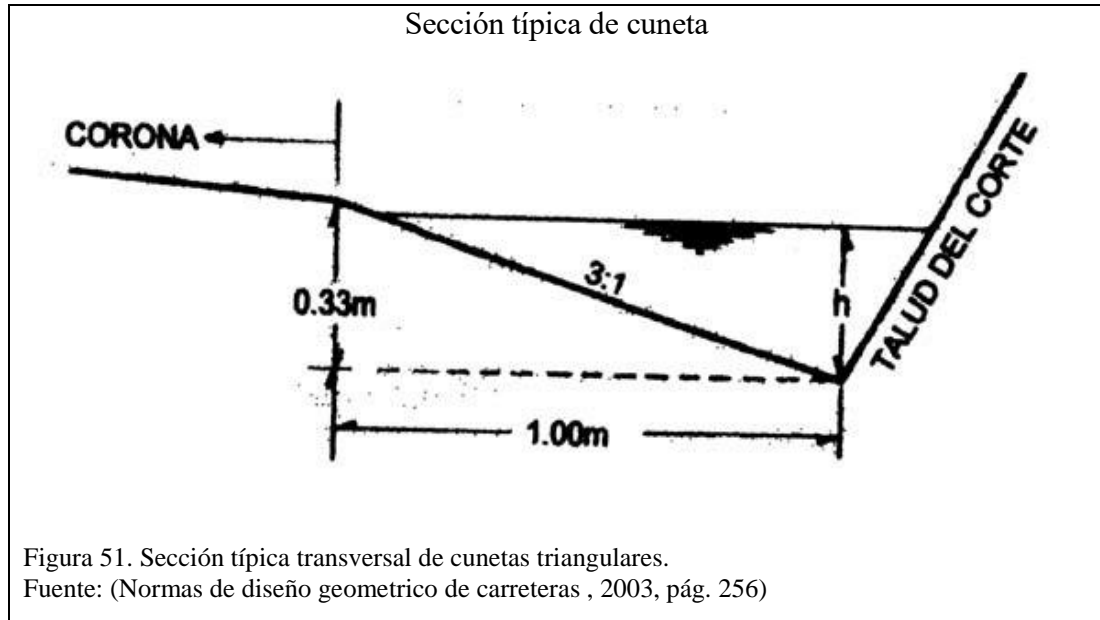
Fuente: (MOP NEVI-12 Libro B, 2013, pág. 311)

Área: es la sección transversal de la estructura que puede ser utilizada para conducir el agua.

Radio hidráulico: es la relación que existe entre el área transversal y el perímetro mojado.

Perímetro mojado: es la longitud de la sección transversal del drenaje que se halla en contacto con el agua.

En las (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003, pág. 256), se da a conocer la siguiente sección típica para cunetas triangulares:



Establecida la sección transversal típica se adopta los siguientes valores para Z_a y Z_b :

$$Z_a = 0.5 \text{ (valor obtenido por en función del coeficiente de talud de corte)}$$

$$Z_b = 3$$

Por tal motivo la relación 2:1 seguirá la dirección del corte del talud y la relación 3:1 será la inclinación de la cuneta respecto al a vía.

- **Velocidad máxima y mínima**

Los valores permisibles de la velocidad dependen esencialmente del tipo de revestimiento de la cuneta, para reducir la velocidad de avance del agua se deberá disminuir la pendiente de la cuneta, efectuar escalones debidamente protegidos y aumentar la sección hidráulica de la cuneta.

En la normativa (MOP NEVI-12 Libro B, 2013, pág. 311), establece que la velocidad mínima aconsejable es de 0.25 m/s esto para evitar la sedimentación y la velocidad máxima permisible de 4.50 m/s para cauces revestidos de hormigón, esto para evitar la erosión de las paredes del cauce.

La determinación de la velocidad media se ara por medio de le fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Dónde:

V = Velocidad del agua en el cauce (m/s)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

R = Radio hidráulico (m)

S = Pendiente longitudinal (será igual a la pendiente de la vía) (m/m)

Determinados las variables de diseño que intervienen en la ecuación de Manning, se procede a verificar el ancho de espejo de agua (T), las velocidades máximas permisibles (Vperm) y el tirante hidráulico máximo (ymax).

Para verificar el valor del tirante hidráulico (y), deberá cumplir con la siguiente igualdad expresada por la ecuación de Manning.

$$\frac{Q * n}{S^{\frac{1}{2}}} = A * R^{\frac{2}{3}}$$

Para el diseño hidráulico de las cunetas se empleó el software (Hcanales 3.1, 2012), el que se visualiza en el siguiente ejemplo:

Datos:

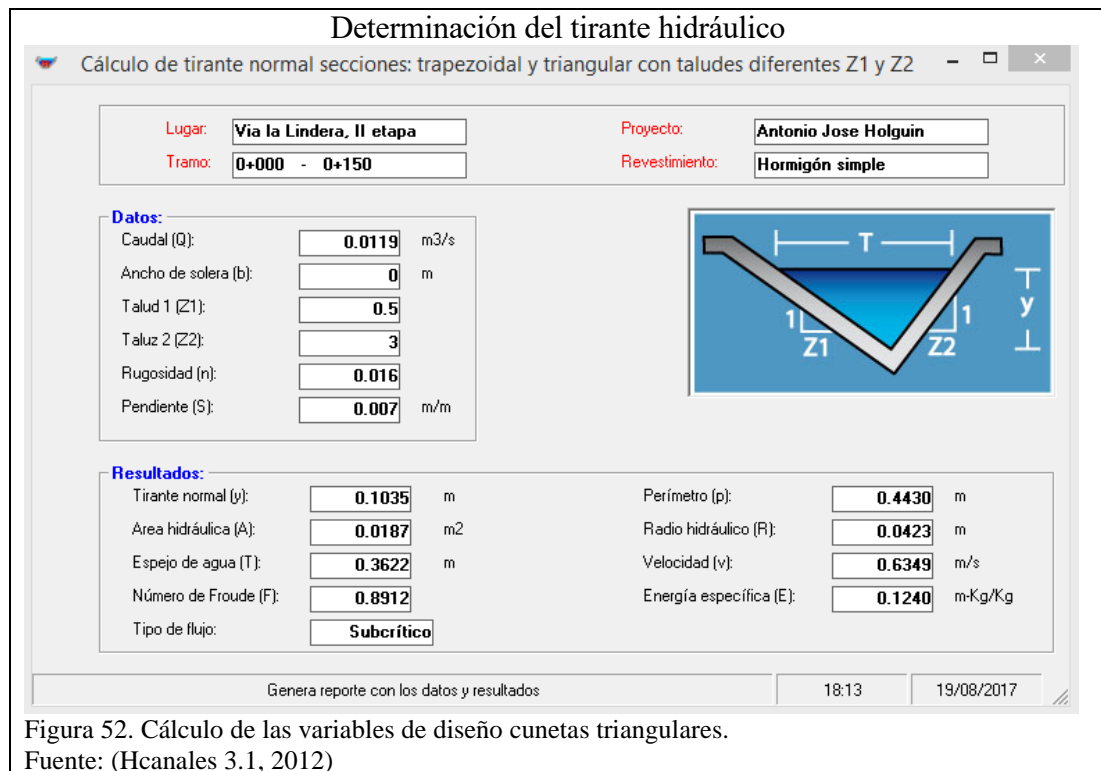
$$Q = 0.0119 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

$$n = 0.016$$

$$Za = 0.5$$

$$Zb = 3$$

$$S = 0.007 \text{ (m/m)}$$



Verificación del tirante hidráulico:

$$\frac{Q * n}{S^{\frac{1}{2}}} = A * R^{\frac{2}{3}}$$

$$\frac{0.0119 * 0.016}{0.007^{\frac{1}{2}}} = 0.019 * 0.0423^{\frac{2}{3}}$$

$$0.0023 = 0.0023$$

Determinación del tirante hidráulico crítico

Cálculo del Tirante Crítico sección Trapezoidal y Triangular con taludes diferentes

Lugar: **Proyecto:**

Tramo: **Revestimiento:**

Datos:

Caudal (Q): m3/s

Ancho de solera (b): m

Talud 1 (Z1):

Talud 2 (Z2):

Resultados:

Tirante crítico (y): m

Perímetro (p): m

Área hidráulica (A): m2

Radio hidráulico (R): m

Espejo de agua (T): m

Velocidad (v): m/s

Número de Froude (F):

Energía específica (E): m-Kg/Kg

Ingresar el tipo de material del canal

18:27 19/08/2017

Figura 53. Cálculo del tirante crítico
Fuente: (Hcanales 3.1, 2012)

Una vez calculado el tirante hidráulico crítico $Y_{max}=0.14$ m, se debe determinar el borde libre para evitar el rebose del agua sobre la calzada.

- **Borde libre**

Es la distancia vertical que hay entre el nivel normal del agua al extremo superior de las paredes del canal. Su objetivo es evitar que el canal rebose cuando ingrese mayor cantidad de agua que la proyectada, ya que ello podría producir daños en el talud de corte como en la calzada de la vía. El borde libre es lo determina por medio de la siguiente formula:

$$t = 0.30 * Y_{max}$$

Donde:

t = Borde libre

Y_{max} = Tirante hidráulico máximo

$$t = 0.30 * Y_{max}$$

$$t = 0.30 * 0.14$$

$$t = 0.042 \text{ m}$$

- **Altura del canal**

Está dado por la suma del tirante hidráulico máximo (y) y el borde libre (t)

$$h = t + Y_{max}$$

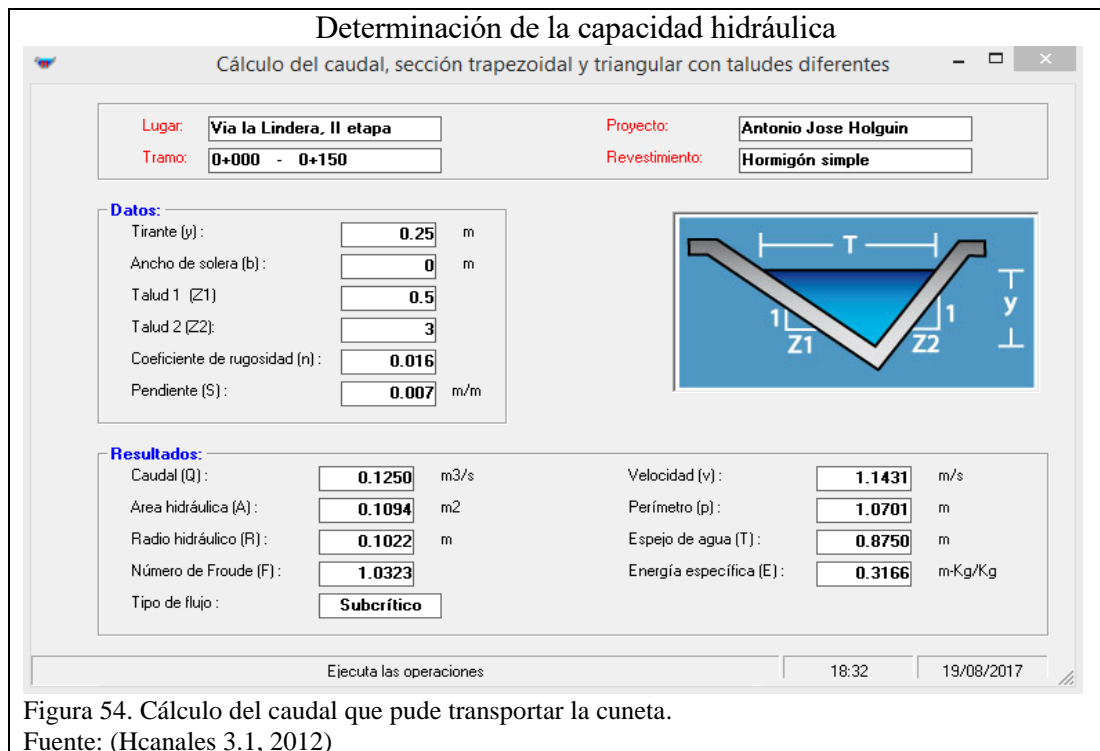
$$h = t + Y_{max}$$

$$h = 0.042 + 0.14$$

$$h = 0.18 \text{ m se asume } 0.20$$


En consecuencia se determina que la profundidad de la cuneta que es de $h = 0.20 \text{ m}$, este valor es menor al dispuesto por la (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003) que establece que el valor mínimo es $h = 0.30 \text{ m}$.

Establecidos las dimensiones mínimas del cauce triangular se determina la capacidad hidráulica máxima de la cuneta la misma que se presenta a continuación:




La capacidad hidráulica máxima que puede transportar la cuneta es de 0.125 m³/s.

Tabla 67. Diseño hidráulico de la cuneta correspondiente a la vía la Lindera II etapa.

 <p>Cuneta Tipo</p>		$\text{Área hidráulica} = \frac{(Z_a + Z_b) * h^2}{2}$ $\text{Perímetro mojado} = \left(\sqrt{1 + Z_a^2} + \sqrt{1 + Z_b^2} \right) * h$ $\text{Radio hidráulico} = \frac{(Z_a + Z_b) * h}{2 * \left(\sqrt{1 + Z_a^2} + \sqrt{1 + Z_b^2} \right)}$										$\text{Espejo de agua} = (Z_a + Z_b) * h$ $\text{Velocidad} = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$			
Abscisa		L (m)	Q (m³/s)	n (Coef. De Manning)	So = I (m/m)	za	zb	y (m)	Área Hidráulica (m²)	Perímetro Mojado (m)	Radio Hidráulico (m)	A*R^(2/3)	(Q*n)/S^(1/2)	T (m)	V (m/seg)
Inicio	Final														
0+000	0+150	150	0.0119	0.016	0.007	0.5	3	0.104	0.019	0.443	0.0423	0.0023	0.0023	0.36	0.63
0+150	0+300	150	0.0119	0.016	0.011	0.5	3	0.095	0.016	0.407	0.0389	0.0018	0.0018	0.33	0.74
0+300	0+450	150	0.0119	0.016	0.011	0.5	3	0.095	0.016	0.407	0.0388	0.0018	0.0018	0.33	0.74
0+450	0+600	150	0.0119	0.016	0.005	0.5	3	0.110	0.021	0.472	0.0451	0.0027	0.0027	0.39	0.55
0+600	0+750	150	0.0119	0.016	0.005	0.5	3	0.110	0.021	0.472	0.0451	0.0027	0.0027	0.39	0.55
0+750	0+900	150	0.0119	0.016	0.035	0.5	3	0.077	0.010	0.327	0.0313	0.0010	0.0010	0.27	1.15
0+900	1+050	150	0.0119	0.016	0.055	0.5	3	0.070	0.009	0.301	0.0287	0.0008	0.0008	0.25	1.36
1+050	1+200	150	0.0119	0.016	0.044	0.5	3	0.073	0.009	0.314	0.0300	0.0009	0.0009	0.26	1.25
1+200	1+350	150	0.0119	0.016	0.019	0.5	3	0.086	0.013	0.367	0.0351	0.0014	0.0014	0.30	0.91
1+350	1+500	150	0.0119	0.016	0.096	0.5	3	0.063	0.007	0.271	0.0259	0.0006	0.0006	0.22	1.67
1+500	1+650	150	0.0119	0.016	0.075	0.5	3	0.066	0.008	0.284	0.0271	0.0007	0.0007	0.23	1.53
1+650	1+800	150	0.0119	0.016	0.004	0.5	3	0.115	0.023	0.492	0.0470	0.0030	0.0030	0.40	0.51

Elaborado por: Autor.

Tabla 68. Diseño hidráulico de la cuneta correspondiente a la vía el Camino Real.



Cuneta Tipo

$$\text{Área hidráulica} = \frac{(Z_a + Z_b) * h^2}{2}$$
$$\text{Perímetro mojado} = \left(\sqrt{1 + Z_a^2} + \sqrt{1 + Z_b^2} \right) * h$$
$$\text{Radio hidráulico} = \frac{(Z_a + Z_b) * h}{2 * \left(\sqrt{1 + Z_a^2} + \sqrt{1 + Z_b^2} \right)}$$

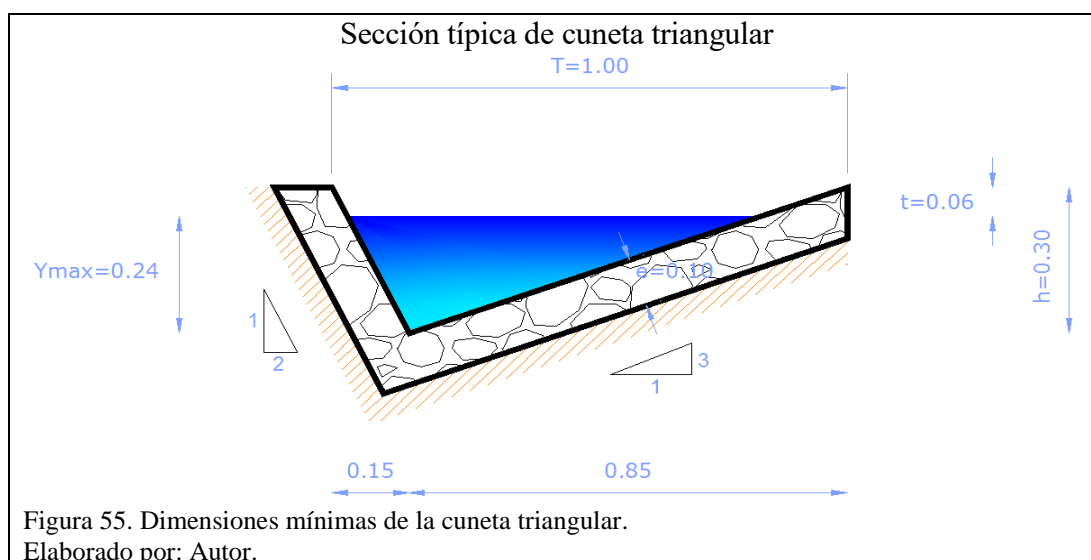
$$\text{Espejo de agua} = (Z_a + Z_b) * h$$
$$\text{Velocidad} = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Abscisa		L (m)	Q (m3/s)	n (Coef. De Manning)	So = I (m/m)	za	zb	y (m)	Área Hidráulica (m2)	Perímetro Mojado (m)	Radio Hidráulico (m)	A*R^(2/3)	(Q*n)/S^(1/2)	T (m)	V (m/seg)
Inicio	Final														
0+000	0+150	150	0.0119	0.016	0.015	0.5	3	0.090	0.014	0.384	0.0367	0.0015	0.0016	0.31	0.84
0+150	0+300	150	0.0119	0.016	0.0062	0.5	3	0.106	0.020	0.453	0.0433	0.0024	0.0024	0.37	0.60
0+300	0+450	150	0.0119	0.016	0.002	0.5	3	0.131	0.030	0.560	0.0535	0.0042	0.0043	0.46	0.39
0+450	0+600	150	0.0119	0.016	0.0082	0.5	3	0.101	0.018	0.430	0.0411	0.0021	0.0021	0.35	0.67
0+600	0+750	150	0.0119	0.016	0.0082	0.5	3	0.101	0.018	0.432	0.0413	0.0021	0.0021	0.35	0.67
0+750	0+900	150	0.0119	0.016	0.0118	0.5	3	0.094	0.015	0.401	0.0384	0.0017	0.0018	0.33	0.76
0+900	1+050	150	0.0119	0.016	0.0063	0.5	3	0.106	0.020	0.452	0.0432	0.0024	0.0024	0.37	0.60
1+050	1+200	150	0.0119	0.016	0.0217	0.5	3	0.084	0.012	0.358	0.0342	0.0013	0.0013	0.29	0.96
1+200	1+350	150	0.0119	0.016	0.0217	0.5	3	0.084	0.012	0.358	0.0342	0.0013	0.0013	0.29	0.96
1+350	1+500	150	0.0119	0.016	0.019	0.5	3	0.086	0.013	0.367	0.0351	0.0014	0.0014	0.30	0.91
1+500	1+650	150	0.0119	0.016	0.0135	0.5	3	0.092	0.015	0.392	0.0374	0.0016	0.0016	0.32	0.80
1+650	1+750	100	0.0119	0.016	0.008	0.5	3	0.101	0.018	0.432	0.0413	0.0021	0.0021	0.35	0.66

Elaborado por: Autor

7.6.4.1.2. Sección típica de la cuneta triangular.

Debido a que la sección hidráulica calculada es menor a la establecida por la (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003), se adopta la sección mínima por motivo de que satisface las condiciones hidráulicas y de seguridad, la cual se presenta a continuación:



7.6.4.2. Diseño de alcantarillas.

El diseño de alcantarillas deberá realizarse en función de las características de la cuenca hidráulica a ser drenada y de la carretera a la que prestará servicio. A demás consiste en determinar el diámetro más económico que permita pasar el caudal de diseño sin exceder la carga máxima a la entrada (H_w) atendiendo también criterios de arrastre de sedimentos y de facilidad de mantenimiento. (Posso Prado, 2009, págs. 4-33)

Tomando en consideración lo propuesto anteriormente se procede a realizar la verificación hidráulica de la alcantarilla ubicada en la abscisa 0+990 vía Camino real, caso contrario se procederá a su rediseño, para esto se considera el caudal de aporte de la cuneta y de las micro cuencas.

7.6.4.2.1. Caudales de aportación de la alcantarilla.

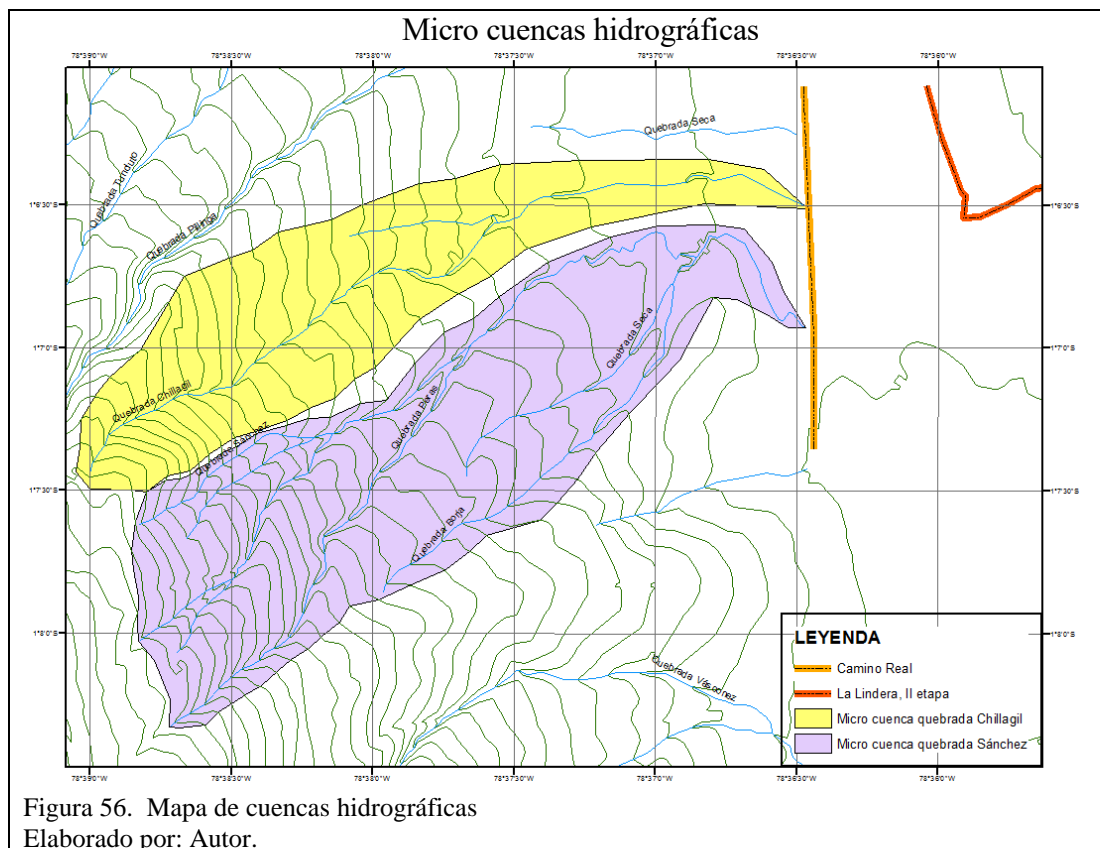
Los caudales de aportación provienen de pequeñas cuencas hidrográficas, arroyos o esteros, canales de riego, cunetas y/o del escurrimiento superficial de la carretera.

- **Cuencas hidrográficas**

Es el área que contribuye al escurrimiento y proporciona parte o todo el flujo del curso tributario. El área drenante es, por tanto, un factor importante para la estimación de la avenida de diseño (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003, pág. 283).

Las micro cuencas hidrográficas a ser analizadas son las siguientes:

- Micro cuenca quebrada Chillagil
- Micro cuenca quebrada Sánchez



- **Características físicas morfométricas de las cuencas.**

Dependen de la morfología (forma, relieve, red de drenaje, etc.), los tipos de suelo, prácticas agrícolas, etc. Estos elementos proporcionan la posibilidad de conocer la variación en el espacio de los elementos del régimen hidrológico. También desempeñan un papel esencial en el estudio y comportamiento de algunos de los componentes del ciclo hidrológico tales como el flujo superficial, la evaporación e infiltración (Gutiérrez Caiza, 2014, pág. 48).

A continuación, se detallan las principales características físicas morfométricas de la cuenca:

Área de drenaje (A): Comprendida desde la línea de división de las aguas hasta el punto de estudio.

Perímetro de la cuenca (P): Es la longitud de la divisoria topográfica que limita el área de la cuenca.

Longitud del río (Lr): Definida por la longitud de su cauce principal, es la distancia equivalente que recorre el río entre el punto de desagüe aguas abajo y el punto situado a mayor distancia topográfica aguas arriba.

Coefficiente de compacidad o Gravelius (Kc): Se lo define como la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de área equivalente se lo determina mediante la siguiente fórmula:

$$Kc = \frac{0.28P}{\sqrt{A}}$$

Donde:

A = Área de drenaje de la cuenca (Km²)

P = Perímetro de drenaje de la cuenca (Km)

El valor obtenido se lo comparará con la siguiente tabla, para determinar si la cuenca tiene tendencia a crecidas:

Tabla 69. Tendencias a las crecidas en función del Kc

FORMA DE LA CUENCA	ÍNDICE DE COMPACIDAD Kc	TENDENCIA A LAS CRECIDAS
De Casi redondeadas a oval redonda	De 1,00 a 1,25	Alta
De oval redonda a oval oblonga	De 1,25 a 1,50	Media
De oval oblonga a rectangular	De 1,50 a 1,75	Baja

Fuente: (Campos, 1998, págs. 2-5)

Factor forma (Kf): Es el cociente entre la superficie de la cuenca y el cuadrado de su longitud. Una cuenca con un factor forma bajo está menos sujeta a crecidas que una con el mismo tamaño y mayor factor forma se lo determina por medio de la siguiente fórmula:

$$Kf = \frac{A}{L^2}$$

Donde:

A = Área de drenaje de la cuenca (Km²)

L = Longitud axila de la cuenca (Km)

Tiempo de concentración (tc): Es el tiempo en el que una gota de agua se demora en llegar desde el punto más alejado de la cuenca al punto de estudio se lo determina por medio de la siguiente fórmula:

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{Lr^3}{\text{Cota maxima} - \text{Cota minima}} \right)^{0.385}$$

Donde:

tc = Tiempo de concentración en minutos

Lr = Longitud del rio (m)

H = Desnivel entre el extremo de la cuenca y el punto de descarga (m)

Densidad de drenaje (Dd): Es la relación entre la longitud total de los cursos de agua en la cuenca y el área de la misma. Este índice permite tener un mejor conocimiento de la complejidad y desarrollo del sistema de drenaje de la cuenca. Una mayor densidad de escurrimientos indica mayor estructuración de la red fluvial, o bien que existe mayor potencial de erosión se lo determina por medio de la siguiente fórmula:

$$Dd = \frac{L}{A}$$

Donde:

A = Área de drenaje de la cuenca (Km2)

L = Longitud total de los recursos de agua (Km)

El valor obtenido se lo comparará con la siguiente tabla, para determinar si la cuenca

tiene un buen drenaje:

Tabla 70. Capacidad de drenaje de la cuenca.

CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA	DENSIDAD DE DRENAJE
Regularmente drenada	$0 < Dd < 1,0$
Normalmente drenada	$1,0 < Dd < 1,5$
Bien drenada	$1,5 < Dd$

Fuente: (Campos, 1998, págs. 2-7)

Altura media (H_{medio}): La altitud y la elevación media de una cuenca son importantes por la influencia que ejercen sobre la precipitación, pérdidas de agua por evaporación y transpiración, y consecuentemente sobre el caudal medio se lo determina por medio de la siguiente fórmula:

$$H_{medio} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i * A_i}{A}$$

Donde:

A = Área de drenaje de la cuenca (Km^2)

A_i = Superficie de la cuenca comprendida entre dos curvas de nivel (Km^2)

H_i = Altitud media entre dos curvas de nivel (m)

Orden de las corrientes de agua: Indica el grado de ramificación de los ríos internos de la cuenca.

Pendiente de la cuenca (S): Esta característica controla en buen parte la velocidad con la que se da la escorrentía, y además tiene una relación importante con los fenómenos de infiltración, la humedad del suelo y la contribución del agua subterránea

(Gutiérrez Caiza, 2014, pág. 52) se lo determina por medio de la siguiente fórmula:

$$S = \frac{2 * \Delta H}{P}$$

Donde:

ΔH = Diferencia entre cota máxima y mínima (m)

P = Perímetro de la cuenca (Km)

El valor obtenido se lo comparará con la siguiente tabla, para determinar el tipo de terreno de la cuenca.

Tabla 71. Clasificación del terreno en función de su pendiente

RANGOS DE PENDIENTE (%)	TIPO DE TERRENO
0-2	Llano
2-5	Suave
5-10	Accidentado medio
10-15	Accidentado
15-25	Fuertemente Accidentado
25-50	Escarpado
>50	Muy escarpado

Fuente: (Gutiérrez Caiza, 2014, pág. 53)

Pendiente media del río (Ir): Es la diferencia total de elevación del lecho del río dividido por su longitud se lo determina por medio de la siguiente fórmula:

$$Ir = \frac{Cota\ máxima - Cota\ mínima}{Lr} * 100$$

Donde:

ΔH = Diferencia entre cota máxima y mínima (m)

L_r = Longitud del río (Km)

Alejamiento medio (A_m): Es un coeficiente que relaciona el curso de agua de mayor longitud con la superficie de la cuenca se lo determina por medio de la siguiente fórmula:

$$A_m = \frac{L}{\sqrt{A}}$$

Donde:

A = Área de la cuenca (Km^2)

L = Longitud del río más largo (Km)

Longitud axial de la cuenca: Es la longitud de una línea recta con dirección paralela al cauce principal.

Establecidos los parámetros físicos morfométricos, a continuación, se muestra los determinados para cada micro cuenca:

Tabla 72. Características físicas morfométricas de la micro cuenca quebrada Chillagil.

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	VALOR
CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA		
Área (A)	Km ²	3.49
Perímetro (P)	Km	11.23
Longitud axial de la cuenca	Km	5.10
Factor de Forma (Kf)	-	0.13
Índice de compacidad de la cuenca (Kc)	-	1.68
CARACTERÍSTICAS TOPOGRÁFICAS DE LA CUENCA		
Cota max	msnm	3640.00
Cota min	msnm	2680.00
X centroide	m	763253.20
Y centroide	m	9876775.91
Altitud media	msnm	3160.00
Pendiente media de la cuenca	%	4.27
Longitud de río principal	Km	5.51
Longitud total de corrientes de agua	Km	6.54
Pendiente media del río (Ir)	%	17.42
Alejamiento medio (Am)	Km/Km	2.95
DRENAJE DE LA CUENCA		
Densidad de drenaje (Dd)	Km/Km ²	1.88
Orden de corrientes		2
TIEMPO DE CONCENTRACIÓN		
Tiempo de concentración (Kirpich)	min	29.03

Elaborado por: Autor.

Tabla 73. Características físicas morfométricas de la micro cuenca quebrada Sánchez.

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	VALOR
CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA		
Área (A)	Km ²	5.43
Perímetro (P)	Km	12.16
Longitud axial de la cuenca	Km	4.81
Factor de Forma (Kf)	-	0.23
Índice de compacidad de la cuenca (Kc)	-	1.46
CARACTERÍSTICAS TOPOGRÁFICAS DE LA CUENCA		
Cota max	msnm	3640.00
Cota min	msnm	2680.00
X centroide	m	763685.95
Y centroide	m	9875744.66
Altitud media	msnm	3160.00
Pendiente media de la cuenca	%	3.95
Longitud de río principal	Km	6.5
Longitud total de corrientes de agua	Km	17.57
Pendiente media del río (Ir)	%	14.74
Alejamiento medio (Am)	Km/Km	2.80
DRENAJE DE LA CUENCA		
Densidad de drenaje (Dd)	Km/Km ²	3.24
Orden de corrientes		3
TIEMPO DE CONCENTRACIÓN		
Tiempo de concentración (Kirpich)	min	35.23

Elaborado por: Autor.

7.6.4.2.2. *Método racional.*

Este método es utilizable en cuencas pequeñas menores a 25 km².

Supone que el escurrimiento máximo generado por una tormenta es proporcional a la lluvia caída, supuesto que se cumple en forma más rigurosa en cuencas mayoritariamente impermeables o en la medida en que la magnitud de la lluvia crece y el área aportante se satura (MOP NEVI-12 Libro B, 2013, pág. 255).

El caudal máximo para un determinado período de retorno se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Q = \frac{C * i * A}{3.60}$$

Donde:

Q = Caudal (m³/s)

C = Coeficiente de escorrentía

A = Área de la cuenca (Km²)

i = intensidad de la lluvia de diseño (mm/h)

Los caudales de aportación se determinaron por medio de este método, debido a que las áreas de las cuencas son menores a 25 km², las mismas que tienen características hidrológicas-hidráulicas simples.

- **Coefficiente de escorrentía**

Es la variable menos precisa del método racional, también depende de las características y las condiciones del suelo. La tasa de infiltración disminuye a medida que la lluvia continúa y también es influida por las condiciones de humedad, otros factores que influyen en el coeficiente de escorrentía son la intensidad de lluvia, la proximidad del nivel freático, el grado de compactación del suelo, la porosidad subsuelo, la vegetación y la pendiente del suelo (Chow, 1994, pág. 511).

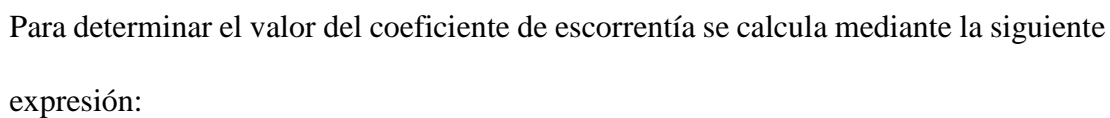
Los coeficientes de escorrentía para diferentes periodos de retorno se presentan a continuación:

Tabla 74. Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional.

Característica de la superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
<i>Condición pobre</i> (cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente, superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<i>Condición promedio</i> (cubierta de pasto del 50 al 75% del área)							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Condición buena</i> (cubierta de pasto mayor del 75% del área)							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Fuente: (Chow, 1994, pág. 511)

El uso de suelos de las cuencas hidrográficas se presenta a continuación:



Donde:

A_i = Superficie parcial para cada cobertura del suelo (Km^2)

Ci = Coeficiente de escorrentía para uso del suelo

Tabla 75. Coeficiente de escorrentía para la micro cuenca quebrada Chillagil.

CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE	COEF.	ÁREA Ai	PRODUCTO
Eriales	0.36	2.25	0.810
Maíz	0.41	0.65	0.267
Pasto cultivados	0.38	0.59	0.224
Sumatoria		3.49	1.301

$\text{COEF. ESCORRENTÍA (TR=10 AÑOS)} = \frac{1.224}{3.49} = 0.37$

Elaborado por: Autor.

Tabla 76. Coeficiente de escorrentía para la micro cuenca quebrada Sánchez.

CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE	COEF.	ÁREA Ai	PRODUCTO
Eriales	0.36	4.05	1.458
Maíz	0.41	0.72	0.295
Cultivos de altura	0.41	0.14	0.057
Pasto cultivados	0.38	0.52	0.197
Sumatoria		5.42	2.007

$\text{COEF. ESCORRENTÍA (TR=10 AÑOS)} = \frac{2.007}{5.42} = 0.37$

Elaborado por: Autor.

- **Intensidad**

Es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo

Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la

lluvia. Comúnmente se utiliza la intensidad promedio, que puede expresarse como:

$$i = \frac{P}{t}$$

Donde:

P = Precipitación (mm/h)

t = duración de la lluvia (horas)

La frecuencia se expresa en función del periodo de retorno, Tr, que es el intervalo de tiempo promedio entre eventos de precipitación que igualan o exceden la magnitud de diseño.

Como se lo manifestó anteriormente en la tabla 57 el periodo de retorno para cual va ser calculada la intensidad de lluvia es de 10 años y el tiempo de duración se tomará igual tiempo de concentración de cada micro cuenca, además se utilizará la ecuación de intensidad de la estación M066 Ambato aeropuerto por ser la más representativa de la zona 33:

$$I_{TR} = 404.65 * Id_{TR} * t^{-0.817}$$

Donde:

I_{TR} = Intensidad de precipitación para cualquier periodo de retorno (mm/h).

Id_{TR} = Intensidad diaria para un periodo de retorno dado (mm/h).

t = Duración de la lluvia (min)

El valor del Id_{TR} correspondiente se tomará de la estación M0127 Píllaro, los cuales se emplearán en la ecuación característica de la zona 33 propuestas anteriormente, este se presenta a continuación:

- Alcantarillas TR = 10 años $\rightarrow I_{d_{TR}} = 1.44$

Por lo tanto, la intensidad para cada micro cuenca será:

Intensidad de lluvia de la quebrada Chillagil para el periodo de retorno de 10 años.

$$I_{TR} = 404.65 * I_{d_{TR}} * t^{-0.817}$$

$$I_{TR} = 404.65 * 1.44 * 29.03^{-0.817}$$

$$I_{TR} = 37.18 \text{ mm/h}$$

Intensidad de lluvia de la quebrada Sánchez para el periodo de retorno de 10 años.

$$I_{TR} = 404.65 * I_{d_{TR}} * t^{-0.817}$$

$$I_{TR} = 404.65 * 1.44 * 35.23^{-0.817}$$

$$I_{TR} = 31.74 \text{ mm/h}$$

Calculados las intensidades de cada micro cuenca se procederá a determinar el caudal de aportación de cada una de estas, el mismo que nos servirá de dato el dimensionamiento hidráulico de la alcantarilla:

Caudal de aportación de la quebrada Chillagil:

$$Q = \frac{C * i * A}{3.60}$$

$$Q = \frac{0.37 * 37.18 * 3.49}{3.60}$$

$$Q_1 = 13.336 \text{ m}^3/\text{s}$$

Caudal de aportación de la quebrada Sánchez:

$$Q = \frac{C * i * A}{3.60}$$

$$Q = \frac{0.37 * 31.74 * 5.43}{3.60}$$

$$Q_2 = 17.714 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por lo tanto, el caudal de diseño que se utilizará para el diseño de la alcantarilla, será la suma de estos debido a que en el caudal de aportación de la quebrada Chillagil se conecta mediante un canal existente hacia el desagüe de la quebrada Sánchez y el caudal de aportación proveniente de las cunetas.

$$Q_{\text{diseño}} = Q_1 + Q_2 + Q_{\text{cunetas}}$$

$$Q_{diseño} = 13.336 + 17.714 + 0.0119$$

$$Q_{diseño} = 31.062 \text{ m}^3/\text{s}$$

7.6.4.2.3. Consideraciones generales.

En las (Normas de diseño geométrico de carreteras , 2003, págs. 285-290) se presentan las siguientes consideraciones para un adecuado dimensionamiento hidráulico de alcantarillas:

- **Localización**

Es importante porque influirá en la dimensión de la sección, la conservación de la estructura y el posible colapso del cuerpo de la carretera.

Las alcantarillas deberán instalarse o construirse, en lo posible, siguiendo la alineación, pendiente y cotas de nivel del cauce de la corriente, facilitando de esta manera que el agua circule libremente sin interrupciones y reduciendo, al mínimo, los riesgos de erosión.

- **Alineación**

Consiste en proporcionar a la corriente una entrada y una salida directas y se deberá tener presente que es conveniente evitar que el cauce cambie bruscamente de dirección, en cualquier de los extremos de la alcantarilla, puesto que se retardaría el flujo de la corriente, provocando un embalse excesivo y, posiblemente, hasta el colapso del terraplén.

- **Pendiente**

La pendiente ideal para una alcantarilla es aquella que no produzca sedimentación, ni velocidades excesivas y erosión, y que, a su vez, permita la menor longitud de la estructura.

Para evitar la sedimentación, la pendiente mínima será 0,5 por ciento, además, es conveniente que el fondo de la alcantarilla coincida con el nivel promedio del cauce, aguas arriba y aguas abajo de la estructura.

- **Longitud de la alcantarilla**

Dependerá del ancho de la corona de la carretera, de la altura del terraplén, de la pendiente del talud, de la alineación y pendiente de la alcantarilla, además la longitud deberá ser suficiente para que sus extremos (entrada y salida) no queden obstruidos con sedimentos ni sean cubiertos por el talud del terraplén.

- **Velocidad de la corriente**

La necesidad de protección contra la erosión, la velocidad a la entrada y/o salida deben compararse con la máxima velocidad permisible (no erosiva) del material del cauce. Cuando la velocidad de salida resulte muy alta o el material del cauce es particularmente susceptible a la erosión, podrían requerirse dispositivos para disipar la energía del escurrimiento de salida.

Tabla 77. Velocidades máximas permisibles a la salida de la alcantarilla.

TIPO DE SUELO	VELOCIDAD (m/s)
Arena fina - no coloidal	0.75
Greda arenosa - no coloidal	0.75
Greda limosa - no coloidal	0.90
Greda firme	1.00
Grava firme	1.20
Arcilla dura - muy coloidal	1.40
Limos aluviales – coloidales	1.40
Limos aluviales - no coloidales	0.90
MATERIALES GRADADOS NO COLOIDALES	
Greda a grava	1.40
Limos a grava	1.60
Grava	1.80
Grava gruesa	2.00
Grava a cantos rodados	2.30

Fuente: (Salgado N, 1989, pág. 407).

- **Carga admisible a la entrada**

Se considera como la profundidad de agua hasta la rasante de la alcantarilla, la carga permisible (HEP), se determina como la menor de las establecidas según los siguientes criterios:

1. Disponer de un bordo libre mínimo de 1,00 m, medido desde el nivel de la rasante
2. La carga en la entrada no debe ser mayor a 1,2 veces la altura del ducto

- **Selección del tipo de alcantarilla**

Intervienen la funcionalidad hidráulica y estructural, así como el aspecto económico, y está relacionada con los siguientes factores: altura del terraplén, forma de la sección del cruce, características del subsuelo, materiales disponibles en la zona y tipificación de las

estructuras y sus dimensiones.

7.6.4.2.4. *Alcantarillas para el drenaje de las micro cuencas y cunetas.*

Como ya se estableció con anterioridad, el caudal máximo de diseño se determinó mediante la sumatoria de los volúmenes de aportación de las microcuencas y el escurrimiento de las cunetas, estimadas para el periodo de retorno establecido.

- **Procedimiento de diseño**

El diseño se lo realizara por medio del programa (Hcanales 3.1, 2012), que simplifican el cálculo y permiten establecer las condiciones de funcionamiento hidráulico de la alcantarilla.

En el diseño se debe tomar en cuenta las siguientes variables:

Q = Caudal de diseño (m^3/s)

D = Diámetro o altura, según el tipo de alcantarilla (m)

S_o = Pendiente del fondo.

HEP = Tirante de agua permisible en la entrada (m).

CE = Coeficiente de pérdida de carga por la entrada, (Anexo 4-B).

L = Longitud de la alcantarilla (m).

n = Coeficiente de Manning.

HS = Tirante de agua en la salida (m)

- **Hidráulica de las alcantarillas**

Para determinar el diámetro de la alcantarilla se utilizará el monograma de Thorman el

cual considera, la relación entre el volumen de agua que puede conducir la sección totalmente y el volumen parcial que puede conducir la sección a través de la siguiente expresión:

$$k = \frac{Q}{Q_{LL}}$$

Donde:

k = Modulo de gasto

Q = Caudal de diseño (m³/s)

Q_{LL} = Caudal con flujo lleno (m³/s)

Con ayuda de ecuación de Manning se determinará el caudal de flujo lleno para el diámetro de la alcantarilla sumido:

$$Q_{LL} = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Dónde:

Q_{LL} = Caudal con flujo lleno (m³/s)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

A = Área hidráulica de la sección (m²)

R = Radio hidráulico (m)

S = Pendiente longitudinal (m/m)

A su vez el área, perímetro y radio hidráulico para una sección circular será:

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} \quad P = \pi * D \quad R = \frac{D}{4}$$

Dónde:

D = Diámetro de la sección circular (m)

El coeficiente de rugosidad de Manning se tomará por medio de la siguiente tala:

Tabla 78. Coeficientes de rugosidad de Manning usados en alcantarillas.

MATERIALES	n
a) Hormigón	0,012
b) Metal corrugado:	
- Ondulaciones estándar (68 mm x 13 mm)	0,024
- Revestido en un 25%	0,021
- Totalmente revestido	0,012
- Ondulaciones medianas (76 mm x 25 mm)	0,027
- 25 % revestido	0,023
- totalmente revestido	0,012
- Ondulaciones grandes (152 mm x 51 mm)	variable
- 25 % revestido	0,026
- totalmente revestido	0,012

Fuente (MOP NEVI-12 Libro B, 2013, pág. 287).

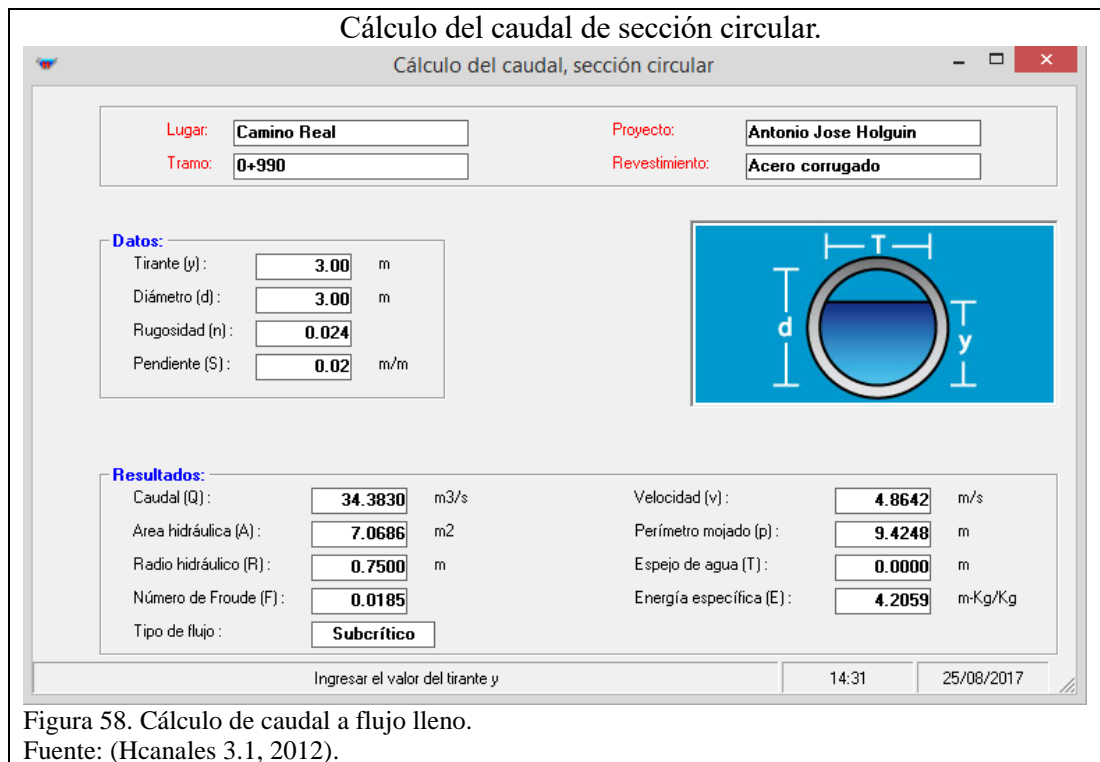
Por medio del software (Hcanales 3.1, 2012) y de los siguientes datos se determinará la el caudal con flujo lleno:

Datos:

$$D = 3.00$$

$$n = 0.024$$

$$S = 0.02 \text{ (m/m)}$$



Establecido el caudal de la sección circular a flujo lleno se procede a determinar el módulo de gasto:

$$k = \frac{Q}{Q_{LL}}$$

$$k = \frac{31.062}{34.383}$$

$$k = 0.903$$

El valor del módulo de gasto se ubicará en el siguiente monograma para determinar el valor de la relación de llenado y/do y de velocidad:

Monograma de Thorman.

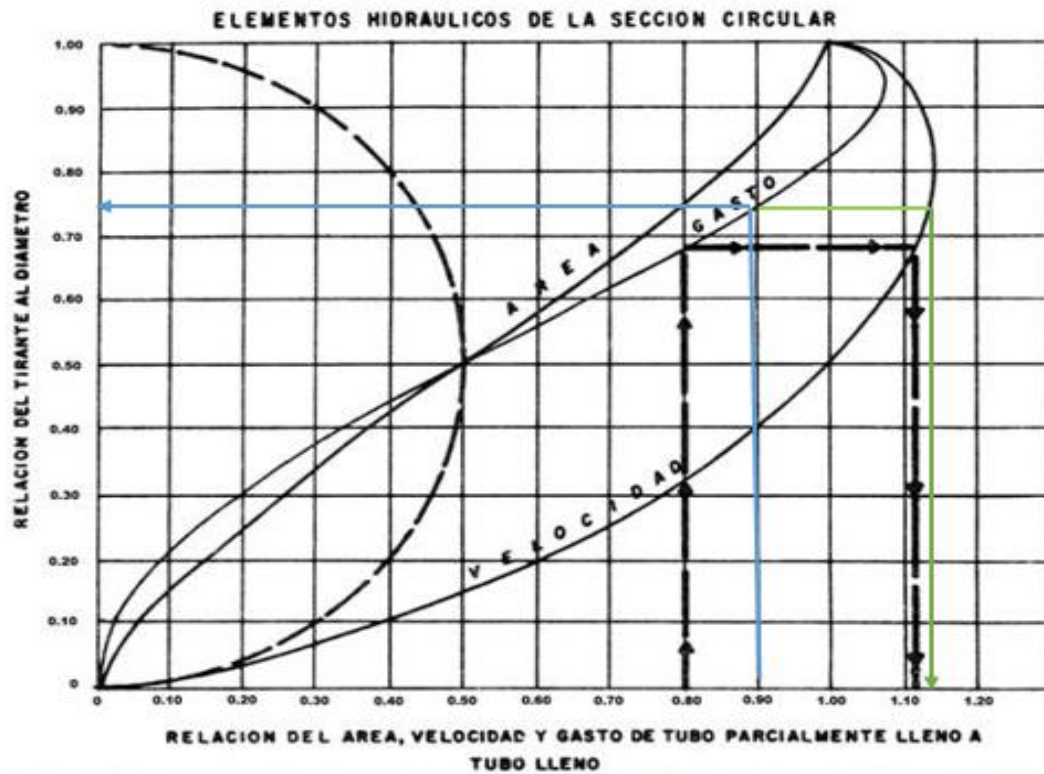


Figura 59. Cálculo de la relación de llenado y de velocidad mediante el monograma de Thorman.
Fuente: (Posso Prado, 2009, pág. 131).

Los valores determinados de la relación de llenado y de velocidad son los siguientes:

$$\frac{y}{d_o} = 0.75$$

$$\frac{V}{V_{LL}} = 1.13$$

Entonces tendremos que el valor del tirante hidráulico será:

$$y = 0.75 * d_o \quad y = 0.75 * 3.00 \quad y = \mathbf{2.25 \, m}$$

Y que el valor de la velocidad con flujo parcialmente lleno será:

$$V = 1.13 * V_{LL} \quad V = 1.13 * 4.86 \quad V = 5.49 \text{ m/s}$$

Estos valores se verificaran por medio del software (Hcanales 3.1, 2012), para el caudal de diseño ya determinado anteriormente:

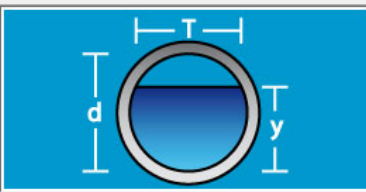
Diseño hidráulico conociendo la relación de llenado.

Diseño para una relación tirante - diámetro y/d, conocido

<p>Lugar: <input type="text" value="Camino Real"/></p> <p>Tramo: <input type="text" value="0+990"/></p>	<p>Proyecto: <input type="text" value="Antonio Jose Holguin"/></p> <p>Revestimiento: <input type="text" value="Acero corrugado"/></p>
---	---

Datos:

Caudal (Q) :	<input type="text" value="31.062"/>	m ³ /s
Relación (y/d) :	<input type="text" value="0.75"/>	
Rugosidad (n) :	<input type="text" value="0.024"/>	
Pendiente (S) :	<input type="text" value="0.02"/>	m/m



Resultados:

Diámetro (d) :	<input type="text" value="2.9895"/>	m	Perímetro mojado (p) :	<input type="text" value="6.2612"/>	m
Tirante (y) :	<input type="text" value="2.2421"/>	m	Radio hidráulico (R) :	<input type="text" value="0.9019"/>	m
Area hidráulica (A) :	<input type="text" value="5.6470"/>	m ²	Velocidad (v) :	<input type="text" value="5.5006"/>	m/s
Espejo de agua (T) :	<input type="text" value="2.5890"/>	m	Energía específica (E) :	<input type="text" value="3.7843"/>	m-Kg/Kg
Número de Froude (F) :	<input type="text" value="1.1891"/>		Tipo de flujo :	<input type="text" value="Supercrítico"/>	

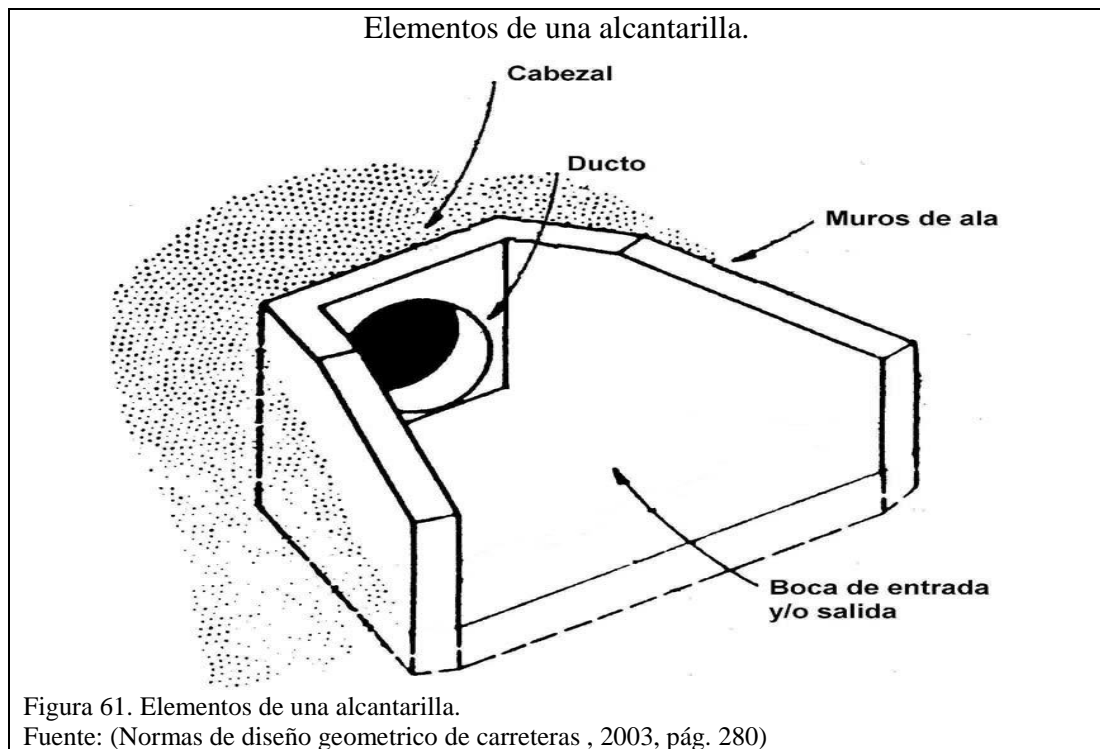
20:41
25/08/2017

Figura 60. Dimensionamiento hidráulico de la alcantarilla en función de la relación de llenado.
Fuente: (Hcanales 3.1, 2012).

Por lo tanto el diámetro de la alcantarilla es $D = 3.00 \text{ m}$

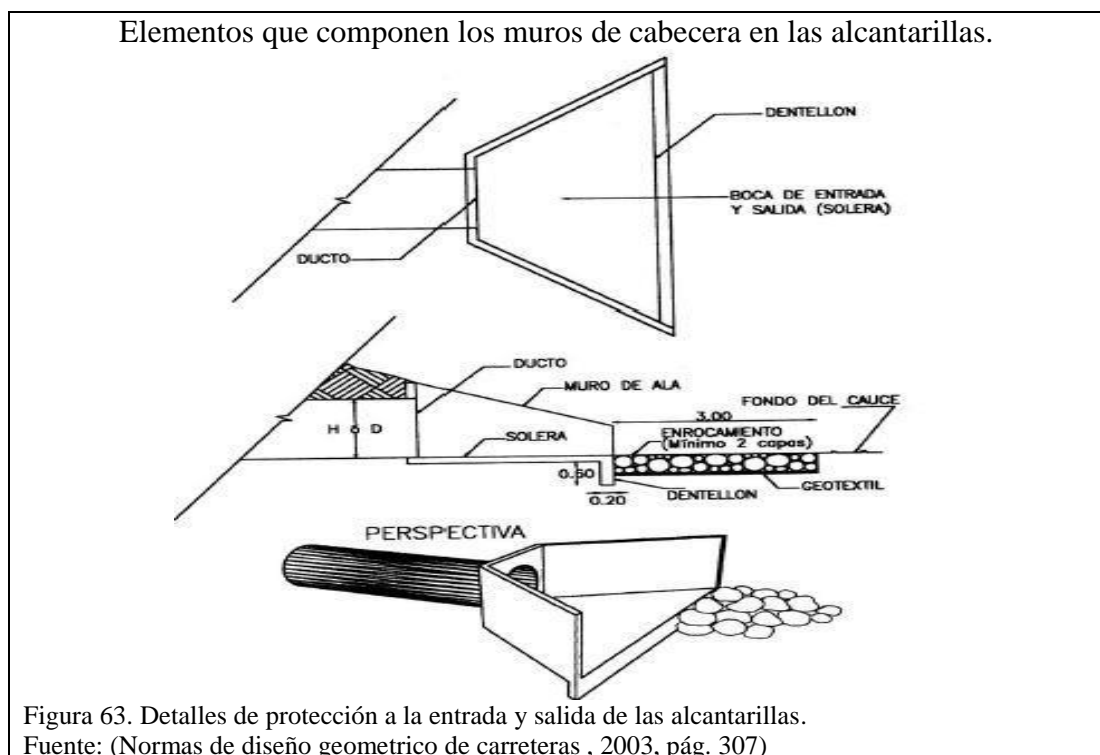
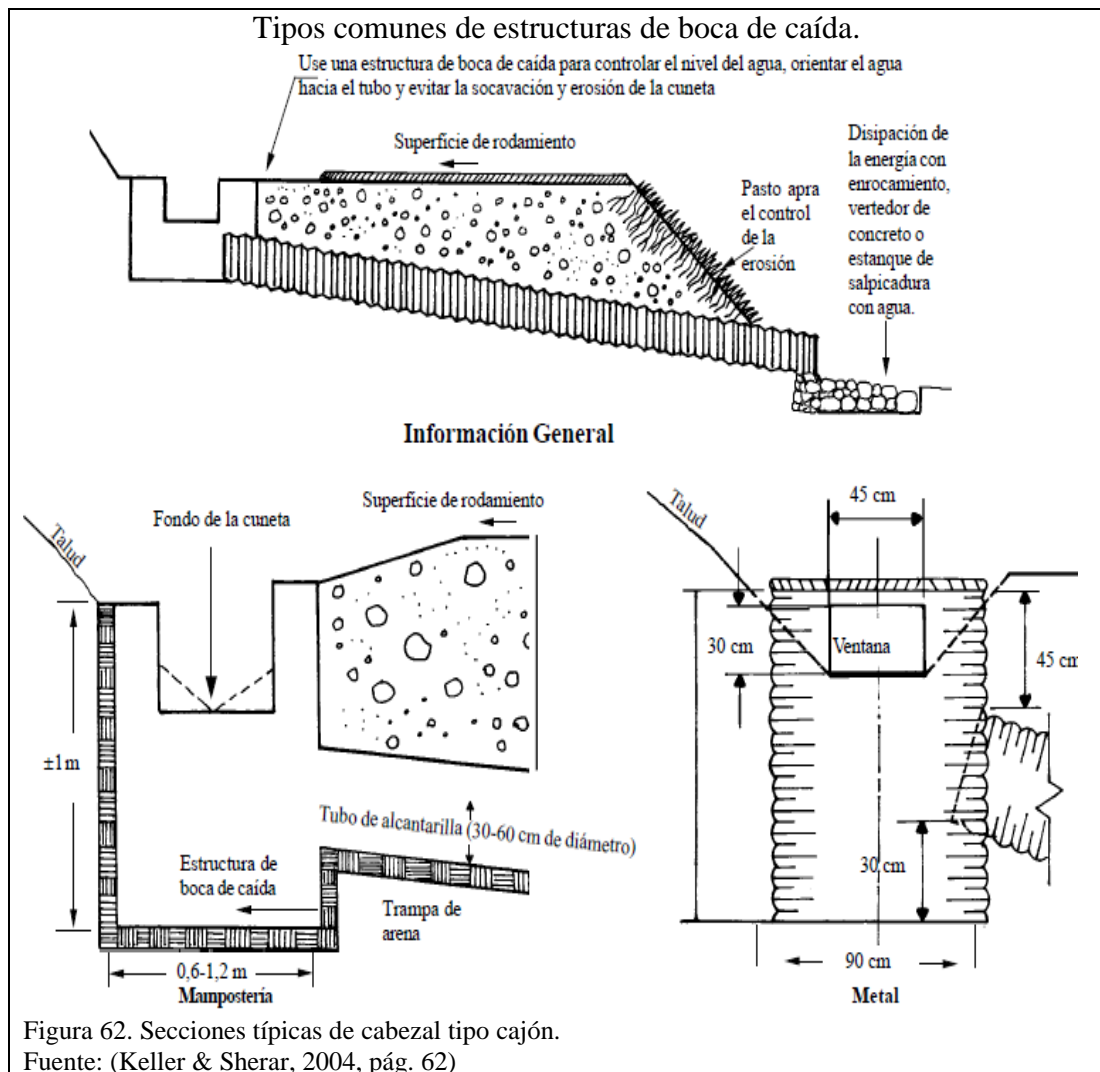
7.6.4.3. Cabezal tipo cajón y muros de cabecera.

Estos aumentan la eficiencia y ayudan a retener el talud del terraplén y complementados con muros de ala que servirán para encauzar el agua hacia la alcantarilla, a su vez aumenta la capacidad de la alcantarilla, lo que permite trabajar para un caudal dado con una carga menor, estos elementos se presentan en la siguiente figura (Normas de diseño geometrico de carreteras , 2003, pág. 308).



Tanto los muros de ala como los de cabecera son generalmente de hormigón y se agregan no sólo porque mejoran la eficiencia hidráulica, sino además porque retienen el material e impiden la erosión del terraplén, dan estabilidad estructural a los extremos de la alcantarilla al actuar como contrapeso para una posible fuerza de empuje hacia arriba cuando la alcantarilla está sumergida, colaborando a evitar la cavitación (MOP NEVI-12 Libro B, 2013, pág. 275).

En el siguiente gráfico se presenta la sección típica de un cabezal tipo cajón y de los detalles de los muros de cabecera:



- **Tipos de muros de cabeceras**

En la normativa (MOP NEVI-12 Libro B, 2013, pág. 306) se describen los siguientes tipos de muros de cabecera:

Muro recto: Se utiliza para alcantarillas pequeñas con gradientes longitudinales suaves, cuando el eje del flujo coincide con el eje de la alcantarilla. (Con coeficientes de entrada $K_e = 0,50$ para aristas vivas y $K_e = 0,40$ para aristas redondeadas).

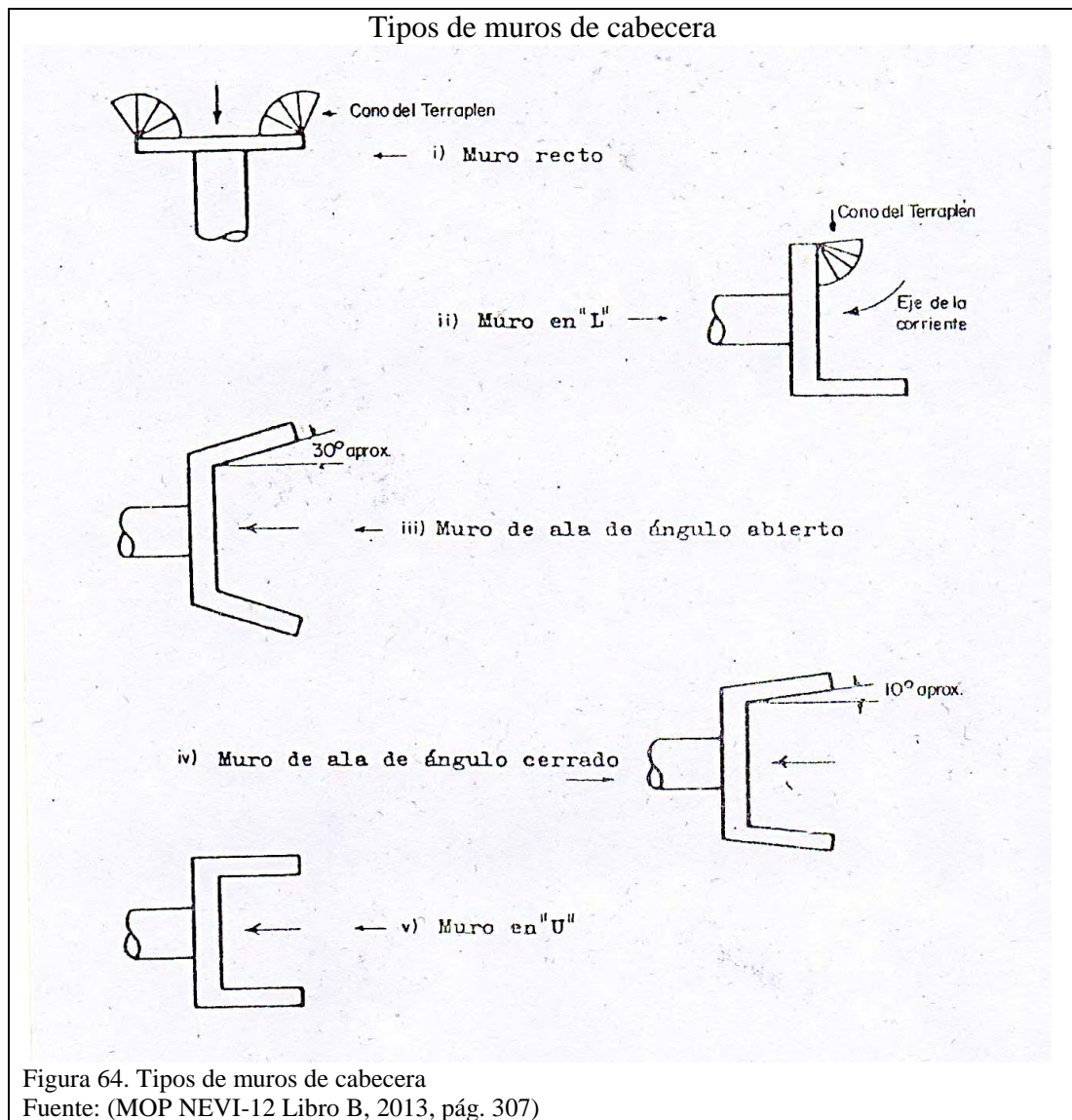
Muro en L: Se utiliza cuando es necesario un cambio brusco en la dirección del flujo.

Muro de ala con ángulo abierto: Se utiliza en la mayoría de los casos, especialmente en cauces definidos con velocidades de llegada moderadas. (Con coeficientes de entrada $K_e = 0,30$ para aristas vivas y $K_e = 0,20$ para cantos redondeados).

Muro de ala con ángulo cerrado: Se utiliza en cauces bien definidos con abundante arrastre y altas velocidades de llegada. Tiene la ventaja de orientar el arrastre facilitando su paso a través del conducto. (Con coeficientes de entrada $K_e = 0,30$ para aristas vivas y $K_e = 0,20$ para cantos redondeados).

Muro en “U”: Son constructivamente los más económicos y sencillos, pero hidráulicamente los más ineficaces. Pueden utilizarse en alcantarillas pequeñas donde las velocidades de salida son bajas o el cauce.

Los muros descritos se presentan esquemáticamente en la siguiente figura:



7.6.4.3.1. Control de entrada y salida de drenes transversales de la vía.

La sección de control es aquella donde existe una relación definida entre el gato y la profundidad. La transición del régimen sub crítico a supercrítico, se lo realiza por medio de la sección de control, es decir que la sección de control representa la situación crítica del sistema y las características del flujo.

Existen dos tipos de control, a la entrada y a la salida de la alcantarilla:

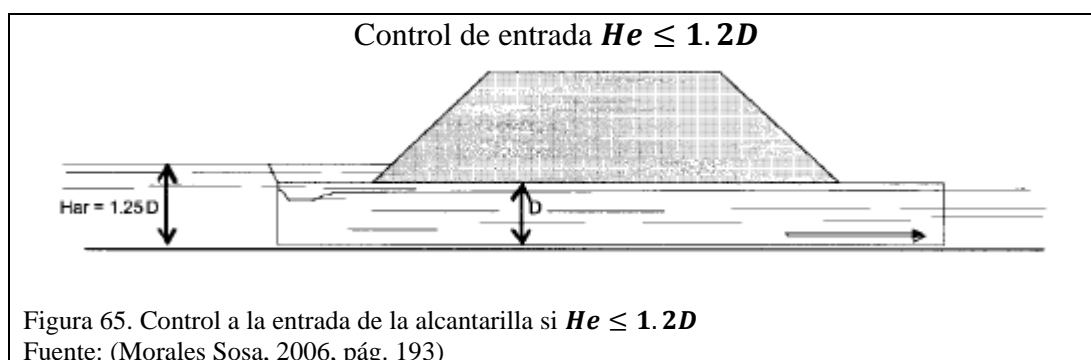
- **Control de entrada**

En esta condición, el flujo sufre una contracción severa en la entrada, por lo que la capacidad de la tubería es mayor que la capacidad de la estructura de entrada, siendo las características de la entrada (tipo y forma) y no las de la tubería (sección, rugosidad, área, longitud, pendiente) las que determinan la capacidad de la alcantarilla (Posso Prado, 2009, págs. 4-39).

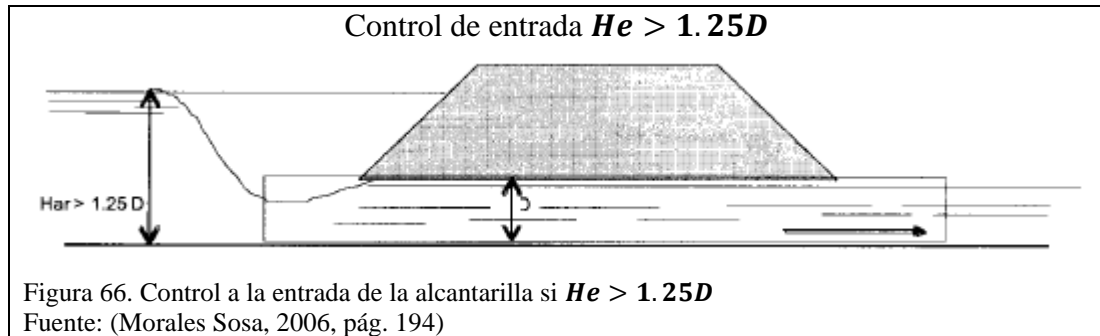
El control de entrada, la rugosidad, la longitud del conducto y las condiciones de la salida (incluyendo la profundidad del agua inmediatamente aguas abajo) no son factores determinantes de la capacidad de la alcantarilla. Un aumento de la gradiente del conducto reduce la profundidad del remanso de entrada en una cantidad ínfima, de manera que cualquier corrección por gradiente puede despreciarse en las alcantarillas que escurren bajo control de entrada.

Por lo que debemos verificar lo siguiente:

Si el nivel de agua es tal que $He \leq 1.2D$ entonces, el escurrimiento será a flujo libre por lo tanto su pendiente es suficiente:



Si el nivel de agua a la entrada de la alcantarilla es tal que $He > 1.25D$ entonces, las aguas escurrirán libremente a conducto con flujo lleno, según la longitud y la pendiente que tenga la alcantarilla, luego de ocurrir una fuerte contracción en la entrada:



Para determinar la altura del agua a la entrada del conducto utilizaremos la siguiente ecuación:

$$He = dc + (1 + Ke) \frac{V_c^2}{2g} \quad dc = 0.468 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{D^2}}$$

Donde:

He = Carga a la entrada (m)

D = Diámetro de la alcantarilla (m).

dc = Profundidad crítica, en metros (m).

Ke = Coeficiente de pérdidas en la entrada

V_c = Velocidad a la profundidad crítica (m/s).

g = Aceleración de la gravedad ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$).

Por lo tanto, para determinar la altura del agua a la entrada de la alcantarilla se tomará los siguientes datos:

Datos:

$$D = 3.00 \text{ m}$$

$$K_e = 0.30$$

$$Q = 31.062 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_c = 5.50 \text{ m/s}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$He = 0.468 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{D^2}} + (1 + K_e) \frac{V_c^2}{2g}$$

$$He = 0.468 \sqrt[3]{\frac{31.062^2}{3^2}} + (1 + 0.30) \frac{5.5^2}{2 * 9.81}$$

$$\mathbf{He = 4.23 \text{ m}}$$

Determinado el valor del nivel de agua a la entrada de la alcantarilla, se establece que el agua que escurre por la tubería trabaja a conducto con flujo lleno, por lo que cumple con la siguiente relación:

$$He > 1.25D$$

$$4.23 > 1.25 * 3$$

$$\mathbf{4.23 > 3.75}$$

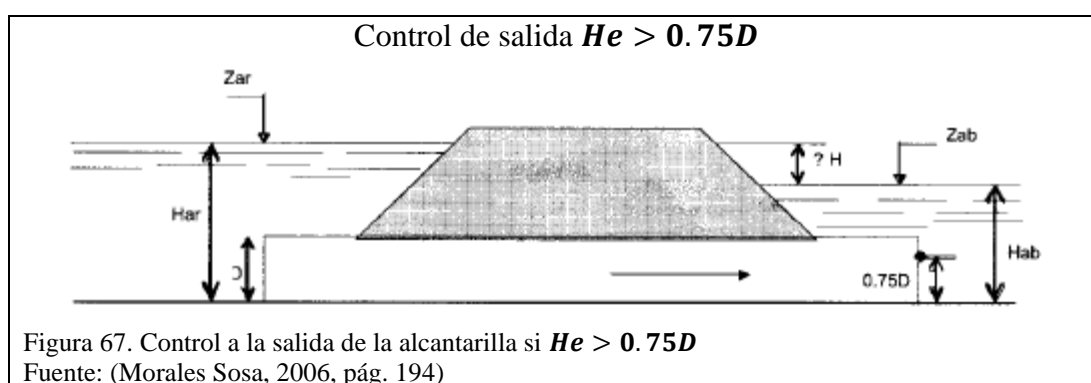
- **Control de salida**

El escurrimiento en alcantarillas con control de salida puede presentarse con conducto lleno o parcialmente lleno, ya sea en una zona o en toda la longitud de la alcantarilla. Si cualquier sección transversal escurre llena se dice que el escurrimiento es a sección plena (MOP NEVI-12 Libro B, 2013, pág. 285).

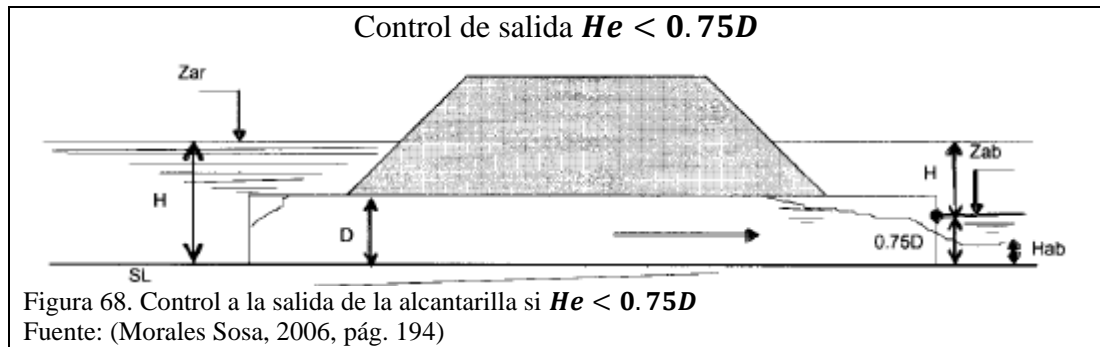
Se obtiene calculando la curva de remanso a través de la tubería, asumiendo flujo gradualmente variado y partiendo de una condición de control o lámina de agua en la salida igual al valor máximo entre la profundidad crítica en la tubería (d_c) y la profundidad del agua en el canal de salida (Posso Prado, 2009, págs. 4-46).

Por lo que debemos verificar lo siguiente:

Si el nivel de agua en la salida es mayor de $He > 0.75D$ entonces, se considera que el escurrimiento dentro del conducto es a flujo lleno a lo largo de toda la alcantarilla:



Si el nivel de agua en la salida es menor de $He < 0.75D$ entonces, se considera que el escurrimiento dentro del conducto es a flujo lleno hasta cierta longitud dentro de la alcantarilla:



La ecuación para obtener de la carga en la entrada (He), expresada como profundidad, es:

$$He = H + ho - L * so$$

Donde:

He = Profundidad de agua en la entrada (m)

H = Energía empleada en la obtención de energía de velocidad a la salida, más la pérdida por fricción y pérdidas a la entrada ($h_v + h_f + h_e$)

ho = Profundidad de agua en la salida

L = Longitud de la alcantarilla (m)

So = Pendiente de la alcantarilla (m/m)

Donde ho y H vienen dados por las siguientes expresiones:

$$ho = \frac{dc + D}{2} \quad dc = 0.468 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{D^2}}$$

$$H = h_v + h_f + h_e$$

Donde:

$$h_v = \frac{V^2}{2g}$$

$$h_e = k_c * \frac{V^2}{2g}$$

$$h_v = \frac{2g * n^2 * L}{R^{\frac{4}{3}}} \frac{V^2}{2g}$$

El valor de la carga H se simplifica a la siguiente expresión:

$$H = \left(1 + k_e + \frac{2g * n^2 * L}{R^{\frac{4}{3}}} \right) \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

K_e = Coeficiente de pérdida de carga en la entrada

n = Coeficiente de Rugosidad de Manning

L = Longitud de la alcantarilla (m)

R = Radio hidráulico (m)

V = Velocidad media en la alcantarilla (m/s)

Por lo tanto, para determinar la altura del agua a la entrada de la alcantarilla se tomará

los siguientes datos:

Datos:

$$D = 3.00 \text{ m}$$

$$R = 0.90 \text{ m}$$

$$Q = 31.062 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 20 \text{ m}$$

$$S_o = 0.02 \text{ m/m}$$

$$K_e = 0.30$$

$$V_c = 5.50 \text{ m/s}$$

$$dc = 0.468 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{D^2}}$$

$$dc = 0.468 \sqrt[3]{\frac{31.062^2}{3.00^2}}$$

$$\mathbf{dc = 2.22 \text{ m}}$$

$$ho = \frac{dc + D}{2}$$

$$ho = \frac{2.22 + 3.00}{2}$$

$$\mathbf{ho = 2.61 \text{ m}}$$

$$H = \left(1 + k_e + \frac{2g * n^2 * L}{R^{\frac{4}{3}}} \right) \frac{V^2}{2g}$$

$$H = \left(1 + 0.30 + \frac{2 * 9.81 * 0.024^2 * 20}{0.90^{\frac{4}{3}}} \right) \frac{5.50^2}{2 * 9.81}$$

$$\mathbf{H = 2.40}$$

$$He = H + h_o - L * s_o$$

$$He = 2.40 + 2.22 - 20 * 0.02$$

$$He = 4.22$$

Una vez establecidos los valores del nivel del agua a la entrada del conducto se debe proceder a determinar el valor de la altura del agua a la salida de la alcantarilla por medio de la siguiente expresión:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{3Tw}{2Tw + 3}$$

$$Q = \frac{A}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

A = Área hidráulica (m²)

P = Perímetro mojado (m)

Tw = nivel de agua a la salida de la alcantarilla (m)

n = Coeficiente de Rugosidad de Manning

Q = Caudal de diseño (m³/s)

R = Radio hidráulico (m)

S = Pendiente de la alcantarilla (m/m)

Por tal motivo el valor del nivel de agua a la salida de la alcantarilla se lo determinara sustituyendo la ecuación del radio hidráulico en la ecuación de continuidad:

$$Q = \frac{3Tw}{n} * \left(\frac{3Tw}{2Tw + 3} \right)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Datos:

$$Q = 31.062 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$So = 0.02 \text{ m/m}$$

$$n = 0.024$$

$$Q = \frac{3Tw}{n} * \left(\frac{3Tw}{2Tw + 3} \right)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$31.062 = \frac{3Tw}{0.024} * \left(\frac{3Tw}{2Tw + 3} \right)^{\frac{2}{3}} * 0.02^{\frac{1}{2}}$$

$$**Tw = 1.97 m**$$

El valor determinado se debe comparar con la siguiente condición:

$$D > Tw$$

Entonces:

$$D > Tw$$

$$**3m > 1.97m**$$

Por lo tanto, la salida es no sumergida.

Capítulo 8

8. Señalización

Son dispositivos de control de tránsito que comunican al usuario de la vía de la reglamentación, advertencia e información útil, la que debe ser transmitida a lo largo de la ruta.

La señalización debe utilizar una comunicación que se efectúa mediante un lenguaje pre establecido, de carácter gráfico - descriptivo, y que de preferencia se realiza mediante símbolos. Así se logra transmitir en forma universal, un mensaje que debe ser rápido y claramente interpretado por el receptor, con la anticipación suficiente para alcanzar a tomar las decisiones pertinentes (MOP NEVI 12 volumen 5, 2013)

En general, una señal vial deberá cumplir con los siguientes requisitos mínimos:

1. Ser necesaria; es decir, responder a requerimientos concretos y reales
2. Ser visible y llamar la atención lo cual debe cumplirse tanto de día como de noche

A de más se entenderá como una señal de tránsito a los siguientes dispositivos de seguridad vial:

- Señalización horizontal
- Señalización vertical

8.1. Señalización horizontal.

La señalización horizontal entregará su mensaje a través de líneas, símbolos y leyendas colocados sobre la superficie de la vía. Son señales de gran efecto al estar instaladas en

la zona donde los conductores concentran su atención, son percibidas y comprendidas sin que éstos desvíen su visión de la calzada (INEN Señalización vial parte 2, 2011, pág. 6)

8.1.1. Funciones de la señalización horizontal.

Se emplea para regular la circulación, advertir o guiar a los usuarios de la vía, por lo que constituyen un elemento indispensable para la seguridad y la gestión de tránsito. Pueden utilizarse solas y/o junto a otros dispositivos de señalización (INEN Señalización vial parte 2, 2011, pág. 5).

8.1.2. Clasificación.

Se clasifican en las siguientes:

1. Clasificación según su forma
2. Clasificación según su altura

8.1.2.1. Clasificación según su forma.

En el reglamento técnico ecuatoriano (INEN Señalización vial parte 2, 2011, pág. 5), se establece la siguiente clasificación:

Líneas longitudinales

Se emplean para determinar carriles y calzadas; para indicar zonas con o sin prohibición de adelantar; zonas con prohibición de estacionar; y, para carriles de uso exclusivo de determinados tipos de vehículos.

Este tipo de línea, se utiliza para delinear sub ejes longitudinales principales de la calzada

de una vía, se tiene:

- Líneas de separación de flujos opuestos
- Líneas de separación de carriles
- Líneas de borde de calzada

Líneas de separación de flujos opuestos: Estas líneas deben ser color amarillo, y pueden ser traspasadas siempre y cuando haya seguridad, se emplean donde las características geométricas de la vía permiten el rebasamiento y los virajes (INEN Señalización vial parte 2, 2011, pág. 11).

Además, estas se sub dividen en dos tipos de líneas centrales segmentadas:

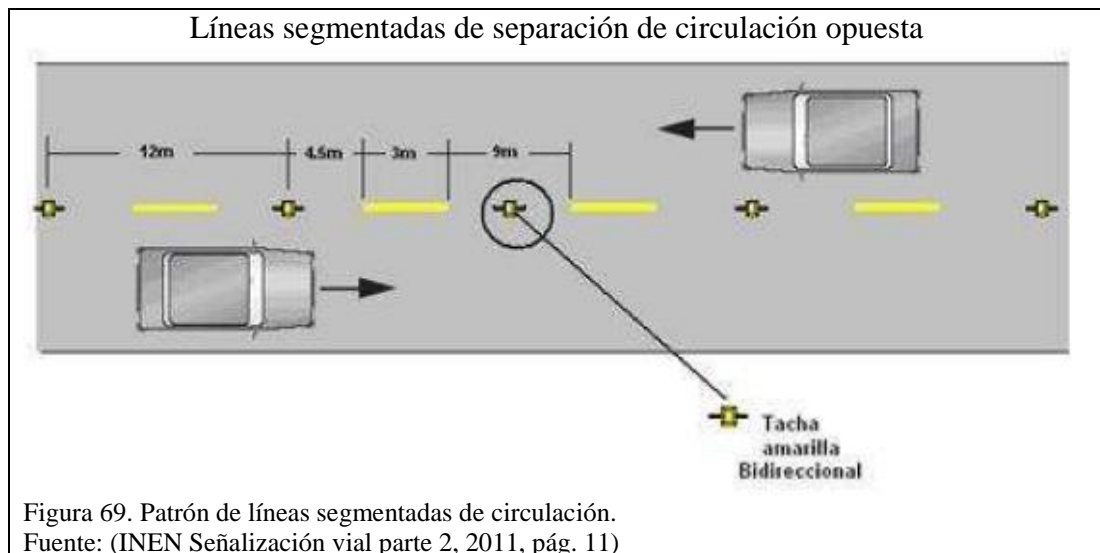
- a. Doble línea continua o línea de barrera
- b. Doble línea mixta

Las líneas de separación deben cumplir la siguiente relación:

Tabla 79. Relación señalización línea de separación de circulación opuesta segmentada.

VELOCIDAD MÁXIMA DE LA VÍA (Km /h)	ANCHO DE LA LÍNEA (mm)	PATRÓN (m)	RELACIÓN SEÑALIZACIÓN BRECHA
Menor o igual a 50	100	12,00	3 – 9
Mayor a 50	150	12,00	3 – 9

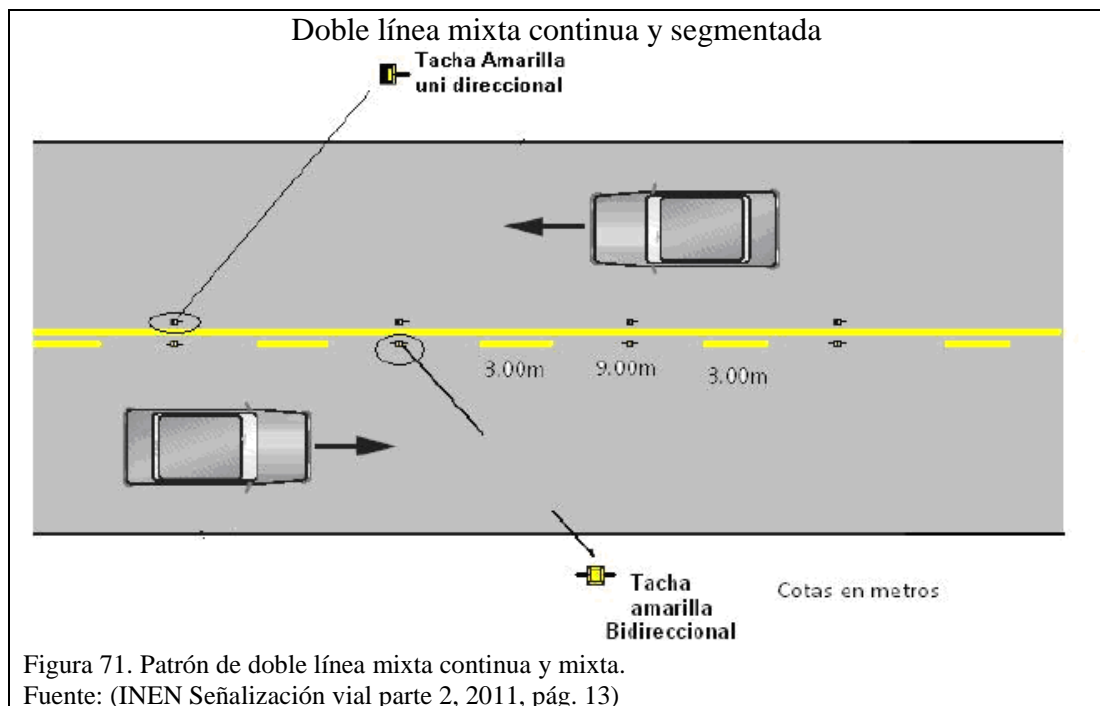
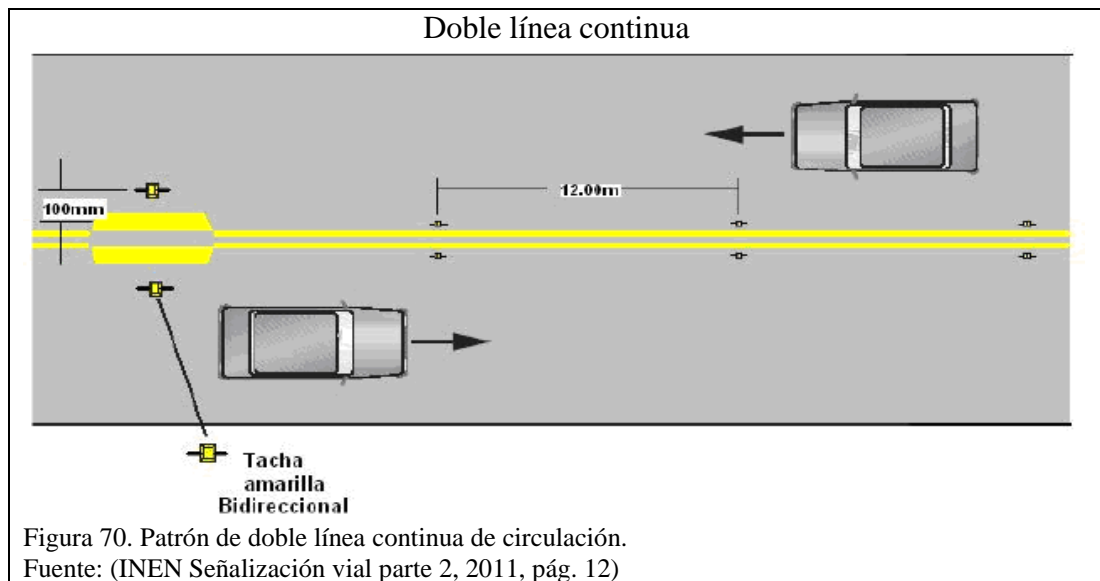
Fuente: (INEN Señalización vial parte 2, 2011, pág. 11)



- a. **Doble línea continua o línea de barrera:** Consisten en dos líneas amarillas paralelas, de un ancho de 100 a 150 mm con tachas a los costados, separadas por un espacio de 100 mm. Se emplean en calzadas con doble sentido de tránsito, en donde la visibilidad en la vía se ve reducida por curvas, pendientes u otros, impidiendo efectuar rebasamientos o virajes a la izquierda en forma segura (INEN Señalización vial parte 2, 2011, pág. 12)

- b. **Doble línea mixta:** Consisten en dos líneas amarillas paralelas, una continua y la otra segmentada, de un ancho mínimo de 100 mm cada una, separadas por un espacio de 100 mm. Los vehículos siempre que exista seguridad pueden cruzar desde la línea segmentada para realizar rebasamientos; es prohibido cruzar desde la línea continua para realizar rebasamientos (INEN Señalización vial parte 2, 2011, pág. 12).

Las líneas de separación descritas se representan en los siguientes gráficos:

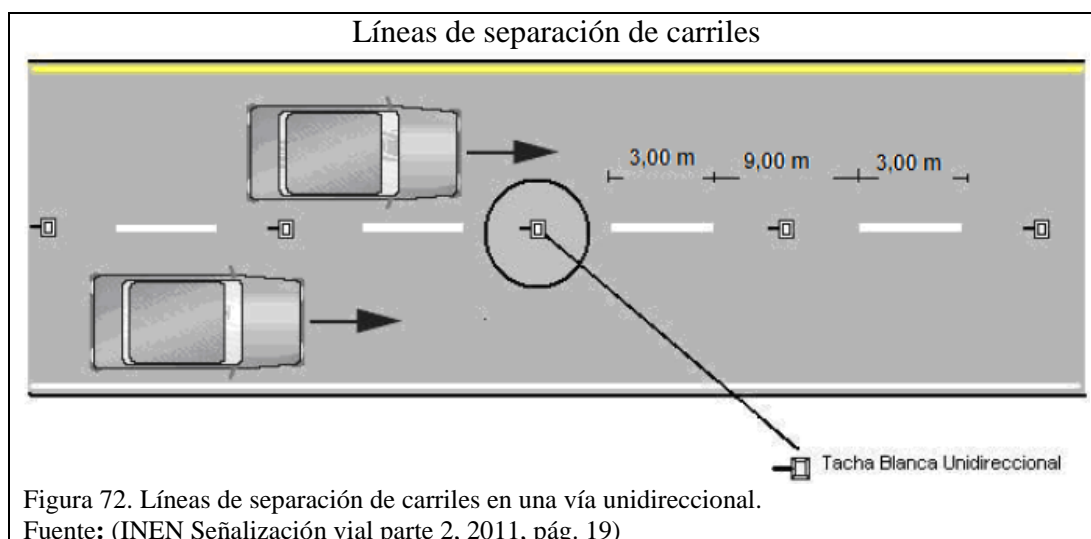


Líneas de separación de carriles: Contribuyen a ordenar el tráfico y posibilitan un uso más seguro y eficiente de las vías, especialmente en zonas congestionadas. Estas líneas separan flujos de tránsito en la misma dirección, y son de color blanco, indicando la senda que deben seguir los vehículos (INEN Señalización vial parte 2, 2011, pág. 19).

Por razones de seguridad, las líneas de separación de carril deben ser continuas a 20 m antes de la línea de pare en las vías de un cruce controlado por la señal ceda el paso o pare y 30 m en accesos a cruces semaforizados.

Estas a su vez se subordinan en:

- a. **Línea segmentada vía de dos carriles:** La relación entre el tramo demarcado y la brecha de una línea de separación de carril segmentada varía según la velocidad máxima de la vía.
- b. **Líneas de separación de carril continuas:** Las líneas de separación de carril continuas se utilizan para segregar ciclo vías y carriles de solo BUS del resto del flujo vehicular en el mismo sentido de circulación y son de color blanco.



Líneas de borde de calzada: Estas líneas indican a los conductores, especialmente en condiciones de visibilidad reducida, donde se encuentra el borde de la calzada, lo que les permite posicionarse correctamente respecto de éste. Cuando un conductor es encandilado por un vehículo que transita en el sentido contrario, estas señalizaciones

son la única orientación con que aquél cuenta, por lo que son imprescindibles en carreteras, vías rurales y perimetrales (INEN Señalización vial parte 2, 2011, pág. 22).

Las líneas de borde se dividen en las siguientes:

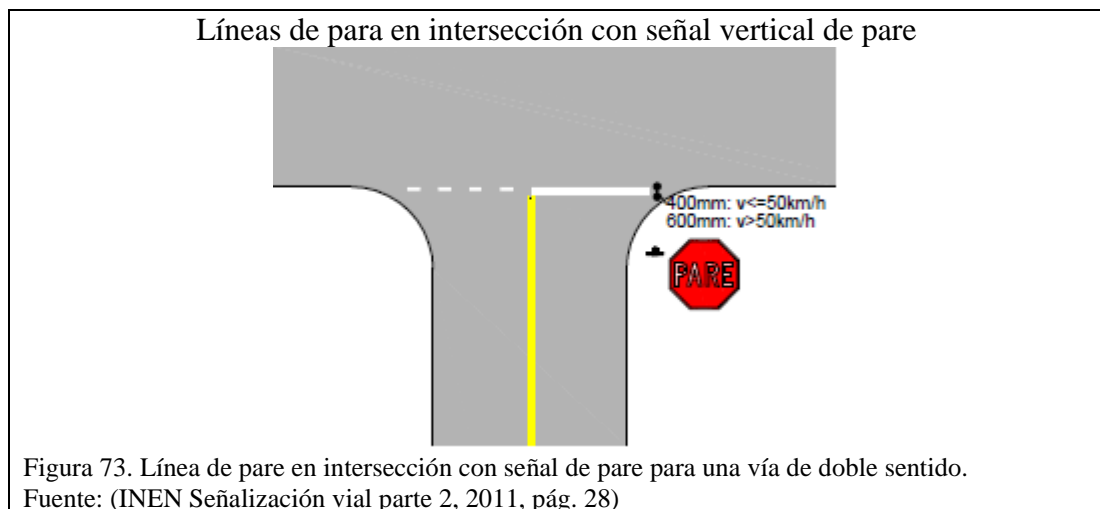
- a. **Líneas de borde de calzada continuas:** Estas líneas continuas son las más usadas para señalar el borde de la calzada; su ancho mínimo en vías urbanas debe ser de 100 mm y en autopistas y carreteras de 150 mm
- b. **Líneas de prohibición de estacionamiento:** Esta señalización indica la prohibición de estacionar permanentemente a lo largo de un tramo de vía a menos que se indique un horario de restricción, su color es amarillo, y debe ser demarcada sobre la calzada junto a los bordillos; según las condiciones geométricas y tipológicas del lugar, determinadas por un estudio de ingeniería de tránsito, estas líneas pueden ser demarcadas en los bordillos.
- c. **Transiciones por reducción o ampliaciones de carriles:** Cuando el ancho de la calzada se reduce o aumenta el número de carriles disponibles, se debe señalizar una zona de transición con líneas de separación y de borde de calzada convergentes que indiquen al conductor dicha reducción o aumento siempre debe terminarse al carril derecho.

Líneas Transversales

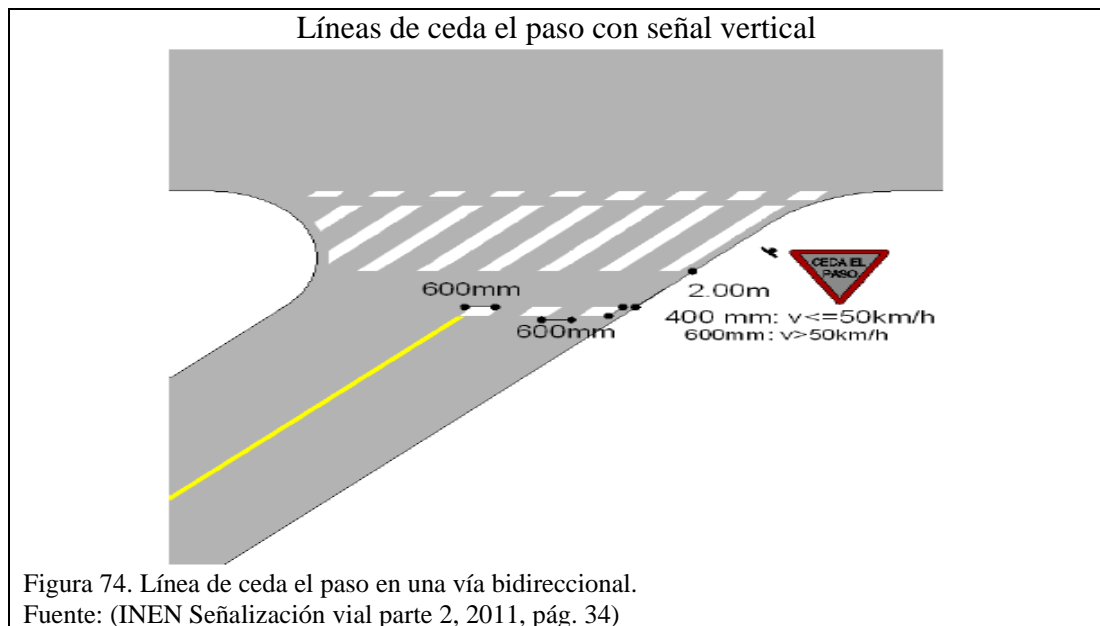
Se emplean fundamentalmente en cruces para indicar el lugar antes del cual los vehículos deben detenerse y para señalizar sendas destinadas al cruce de peatones o de bicicletas teniéndose los siguientes dos sub grupos genéricos:

- Líneas de pare.
- Líneas de ceda el paso
- Líneas de detención
- Líneas de cruce peatonal

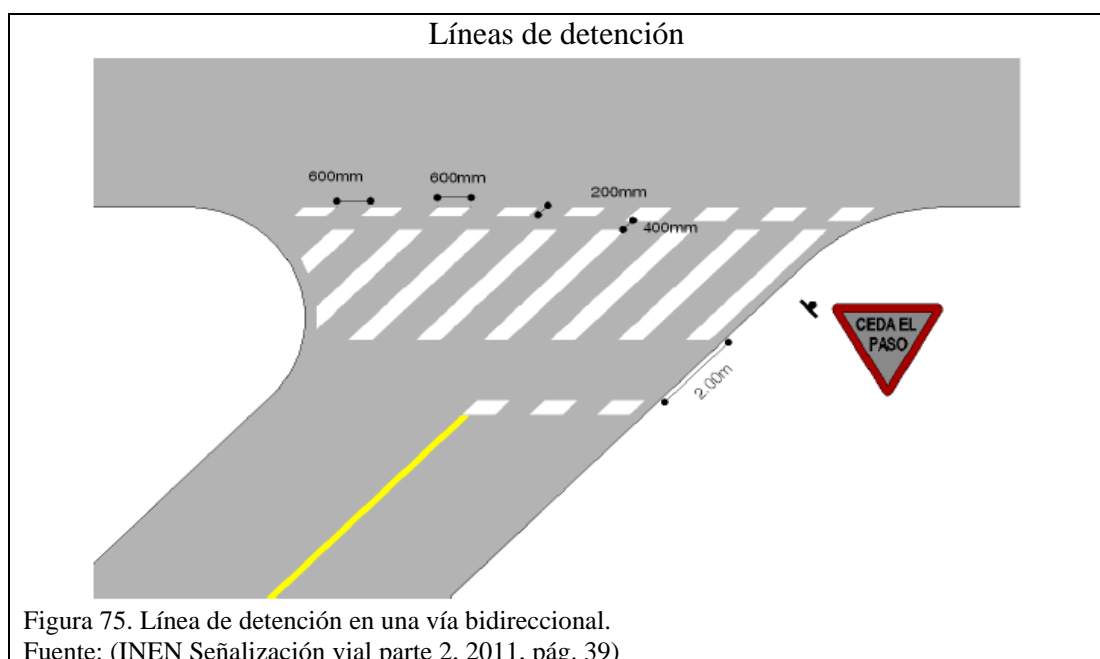
Líneas de pare: Es una línea continua demarcada en la calzada ante la cual los vehículos deben detenerse. En vías con velocidades máximas permitidas iguales o inferiores a 50 km/h el ancho debe ser de 400 mm; en vías con velocidades superiores el ancho es de 600 mm. Se demarca a través de un carril o carriles que se aproxima a un dispositivo de control de tránsito, en donde el conductor obligatoriamente debe detenerse antes de ingresar a la vía prioritaria para reanudar la marcha con seguridad (INEN Señalización vial parte 2, 2011, pág. 27)



Línea de ceda el paso: Esta línea indica la posición segura para que el vehículo se detenga, si es necesario. Es una línea segmentada de 600 mm pintado con espaciamiento de 600 mm, en vías con velocidades máximas permitidas iguales o inferiores a 50 km/h el ancho debe ser de 400 mm; en vías con velocidades superiores el ancho es de 600 mm (INEN Señalización vial parte 2, 2011, pág. 33).

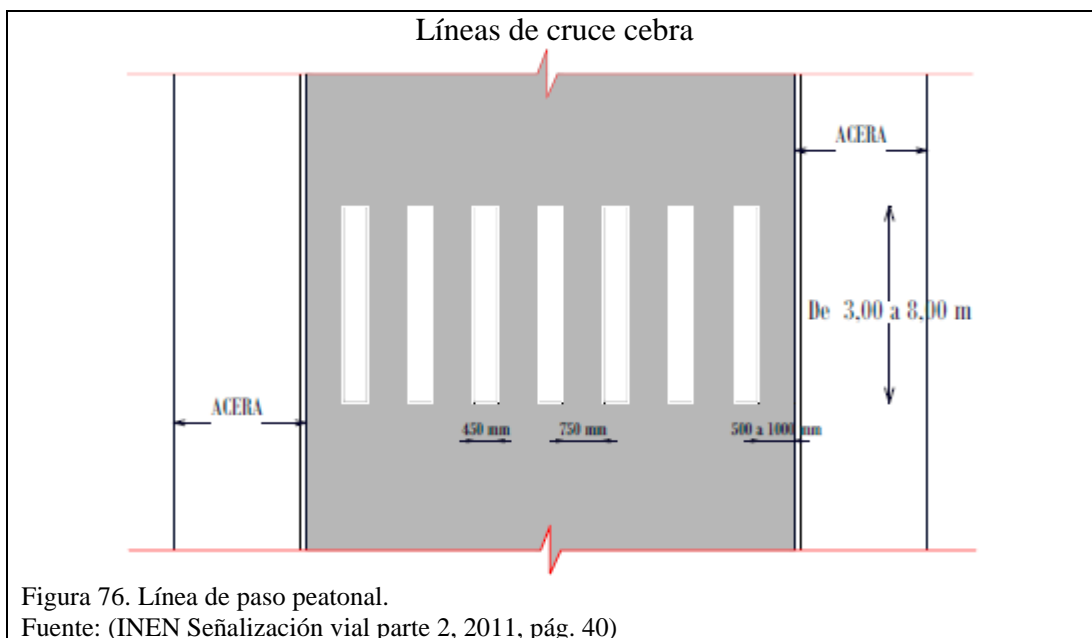


Línea de detención: Esta línea indica a los conductores que viran en una intersección, el lugar donde deben detenerse y ceder el paso a los peatones; y, al peatón el sendero seguro de cruce. Es una línea segmentada de 600 mm por 200 mm de ancho, con espaciamiento de 600 mm. Se demarca en intersecciones controladas con señales de pare o ceda el paso a través del lado izquierdo en la aproximación de una vía menor y alineada con la línea de pare o ceda el paso (INEN Señalización vial parte 2, 2011, pág. 39).



Líneas de cruce peatonal: Esta señalización indica la trayectoria que deben seguir los peatones al atravesar una calzada; se demarcaran en todas las zonas donde existe un conflicto peatonal y vehicular, y/o donde existen altos volúmenes peatonales

Está constituida por bandas paralelas al eje de calzada de color blanco, con una longitud de 3,00 m a 8,00 m, ancho de 450 mm y la separación de bandas de 750 mm. Se debe iniciar la señalización a partir del bordillo o borde de la calzada a una distancia entre 500 mm y 1000 mm, tendiendo al máximo posible. Esta distancia se utilizará para ajustar al ancho de la calzada (INEN Señalización vial parte 2, 2011, pág. 40).

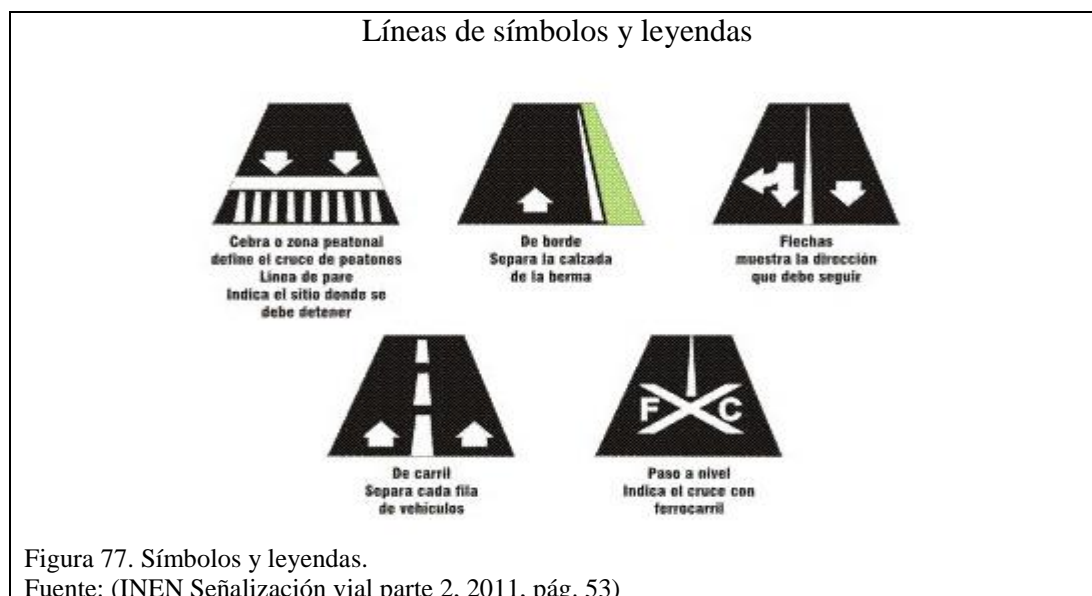


Símbolos y leyendas

Se emplean tanto para guiar y advertir al usuario como para regular la circulación. Se incluye en este tipo de señalización, flechas, triángulos ceda el paso y leyendas tales como pare, bus, carril exclusivo, solo trole, taxis, parada bus, entre otros

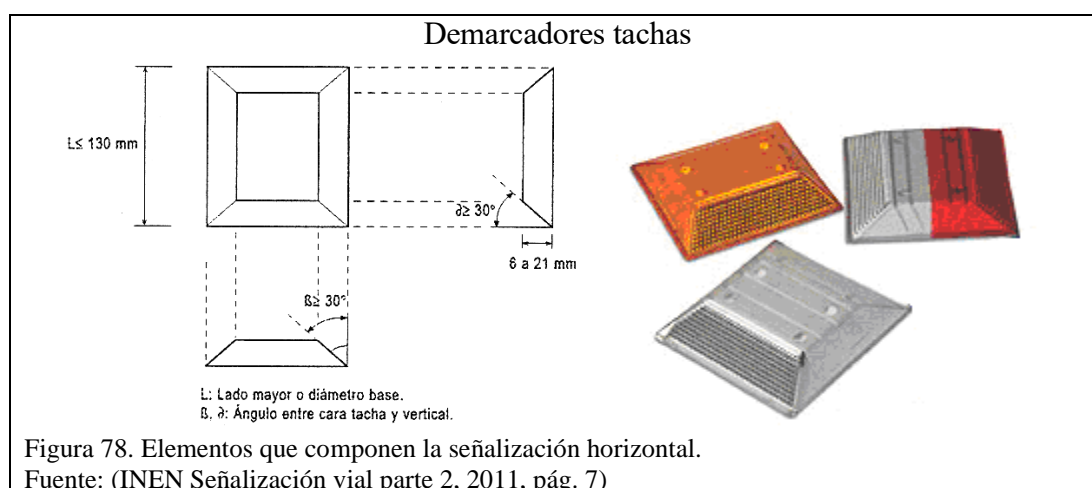
Tanto flechas como leyendas deben ser más alargadas en el sentido longitudinal que las señales verticales, para que el conductor las perciba proporcionadas. La demarcación de

flechas y leyendas es blanca, pudiéndose utilizar colores distintos, tales como amarillo, negro, etc. para otros símbolos, siempre y cuando dichos colores correspondan a los especificados, para cada caso, más adelante en esta sección.



8.1.2.2. Clasificación según altura.

Se consideran complementos de señalización horizontal o dispositivos de demarcación complementaria, aquellas de más de 6 mm y hasta 200 mm de altura, utilizadas para complementar la señalización horizontal. El hecho de que esta señalización sea elevada aumenta su visibilidad, especialmente al ser iluminada por la luz proveniente de los focos de los vehículos, aún en condiciones de lluvia, situación en la cual generalmente, la señalización plana no es eficaz (MOP NEVI 12 volumen 5, 2013, pág. 181).



8.1.3. Distancia de visibilidad de rebasamiento en una curva horizontal.

Son todos aquellos sitios en los que exista una distancia de visibilidad de rebasamiento menor a la distancia de rebasamiento mínimo. Esta última distancia es la necesaria para que el vehículo abandone su carril, pase al vehículo que lo precede y retorne a su carril en forma segura, sin afectar la velocidad del vehículo rebasado ni la de otro que se desplace en sentido contrario por el carril utilizado para el rebasamiento.

A demás se define como la distancia que se mide a lo largo del centro del carril más a la derecha en el sentido de circulación, entre dos puntos que se encuentran 1,10 m sobre la superficie del pavimento, en la línea tangencial al radio interno u otra obstrucción que recorte la visibilidad dentro de la curva (INEN Señalización vial parte 2, 2011, pág. 15)

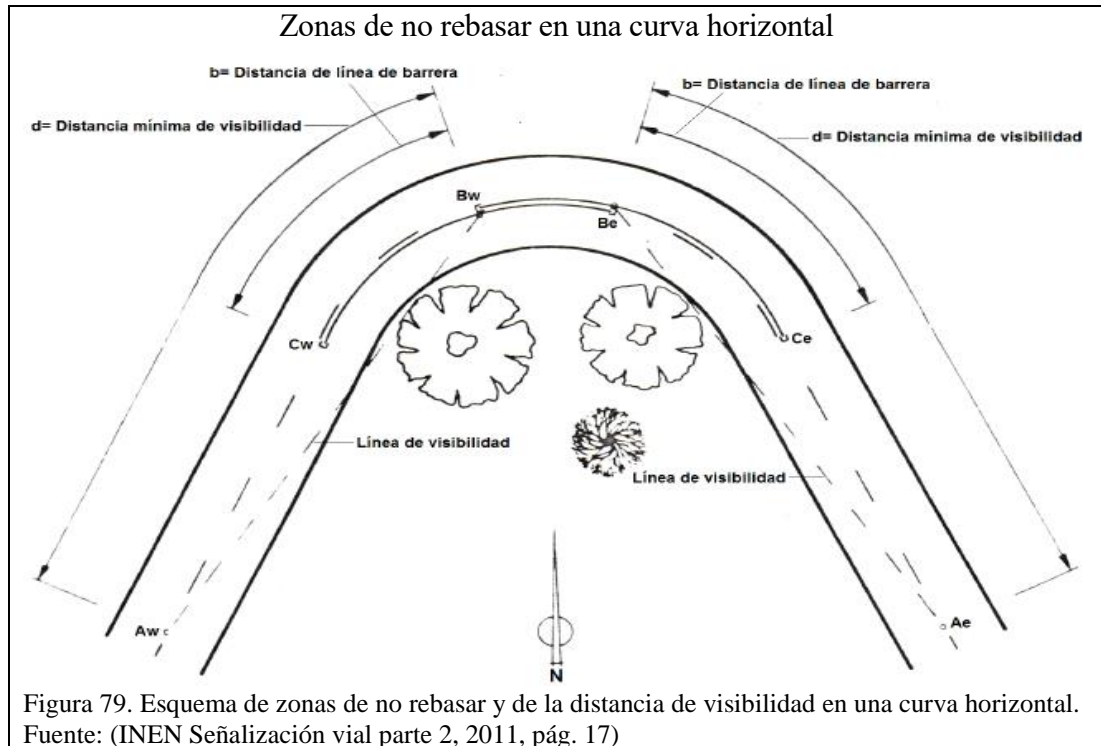
A continuación, se especifican las distancias de rebasamiento mínimas según la velocidad máxima permitida en la vía.

Tabla 80. Distancia de rebasamiento mínimo.

VELOCIDAD DE DISEÑO (Km/h)	DISTANCIA DE REBASAMIENTO MÍNIMA (m)
30	80
40	110
50	140
60	180
70	240
80	290
90	350
100	430

Fuente: (INEN Señalización vial parte 2, 2011, pág. 16)

Las zonas de no rebasar deben ser indicadas mediante señalización horizontal y señales verticales; la primera se extiende a lo largo de todo el tramo en que rige la prohibición y las segundas se instalan donde se inicia la restricción, estas se presentan en la siguiente figura:



Tomando en cuenta los argumentos señalados se adoptará que la demarcación horizontal será líneas de separación discontinua ya que la velocidad de circulación es de 50 Km/h que corresponde a zonas urbanas.

8.2. Señalización vertical.

Se utilizan para ayudar al movimiento seguro y ordenado del tránsito de peatones y vehículos. Contienen instrucciones las cuales deben ser obedecidas por los usuarios de las vías, previenen de peligros que pueden no ser muy evidentes o, información acerca de rutas, direcciones, destinos y puntos de interés (INEN Señalización vial parte 1, 2011, pág. 6).

8.2.1. Clasificación de señales verticales.

El reglamento técnico ecuatoriano (INEN Señalización vial parte 1, 2011, pág. 7), clasifica a las señales verticales en las siguientes:


Señales regulatorias (Código R)

Regulan el movimiento del tránsito e indican cuando se aplica un requerimiento legal, la falta del cumplimiento de sus instrucciones constituye una infracción de tránsito.


Las señales regulatorias que se emplearan para la seguridad vial del proyecto son las siguientes:

Serie de prioridad de paso (R1): Serán instaladas en las entradas a una intersección o en puntos específicos donde se requiera aplicar las reglamentaciones contenidas en estas señales.

- a. **Pare (R1 - 1):** Se instala en las aproximaciones a las intersecciones, donde una de las vías tiene prioridad con respecto a otra, y obliga a parar al vehículo frente a ésta señal antes de entrar a la intersección, además su propósito es ordenar a los conductores que detengan completamente su vehículo y que reanuden la marcha sólo cuando puedan hacerlo en condiciones que eliminen totalmente la posibilidad de accidente.

Señal regulatoria pare			
	Código No.	Dimensiones (mm)	Dimensiones (mm) y serie de letras
	R1 - 1A	600 x 600	200 Ca
	R1 - 1B	750 x 750	240 Ca
	R1 - 1 C	900 x 900	280 Ca
R1 - 1			
Figura 80. Señal de prioridad de paso Pare y sus dimensiones establecida por el reglamento. Fuente: (INEN Señalización vial parte 1, 2011, pág. 16)			

- b. **Ceda el paso (R1 - 2):** Se utiliza en aproximaciones a intersecciones donde el tráfico que debe ceder el paso tiene una buena visibilidad sobre el tráfico de la vía mayor, esta a su vez indica a los conductores que deben ceder el paso a los vehículos que circulan por la vía a la cual se aproximan sin necesidad de detenerse, si en el flujo vehicular por dicha vía existe un espacio suficiente para cruzarla o para incorporarse con seguridad.

Señal regulatoria ceda el paso			
	Código No.	Dimensiones (mm)	Dimensiones (mm) y serie de letras
			Línea 1 Línea 2
	R1 - 2A	750	120 En 100 Da
	R1 - 2B	900	140 En 120 Da
	R1 - 2C	1200	160 En 140 Da
R1-2			
Figura 81. Señal de prioridad de paso de Ceda el paso y sus dimensiones establecida por el reglamento. Fuente: (INEN Señalización vial parte 1, 2011, pág. 17)			

Serie de movimiento y dirección (R2): Obligación de los conductores de circular solo en la dirección indicada por las flechas de las señales

- a. **Doble vía (R2-3):** Debe ubicarse en el comienzo de una calzada o calle de doble vía y repetirse en todas las intersecciones y cruces. Siempre las señales deben colocarse en ambos lados de la calle

Señal regulatoria de dirección

Código No.	Dimensiones (mm)	Dimensiones (mm) y serie de letras	
		Línea 1	Línea 2
R2-3A	450 x 750	100 Ea	100 Ea
R2-3B	600 x 1050	140 Ea	140 Ea

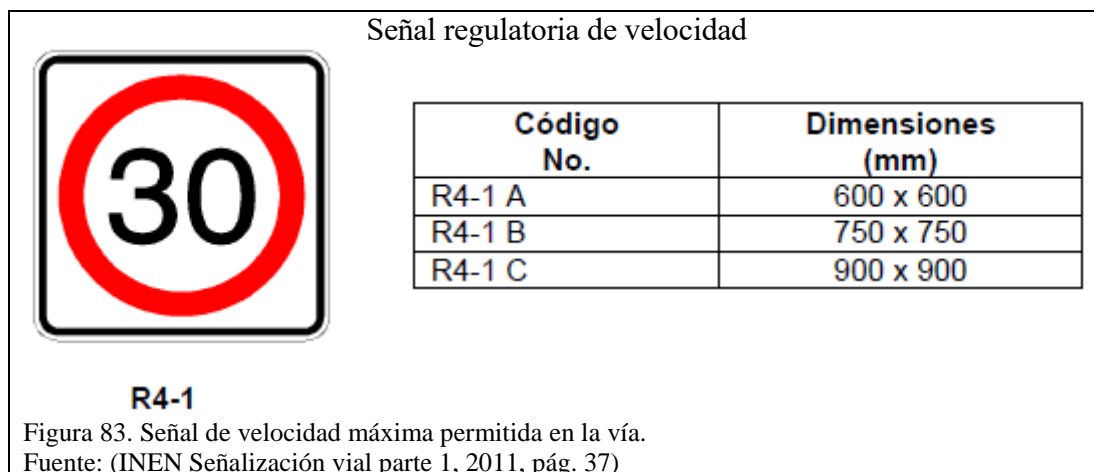
R2-3

Figura 82. Señal de dirección doble vías y sus dimensiones establecida por el reglamento.

Fuente: (INEN Señalización vial parte 1, 2011, pág. 20)

Serie de límites máximos (R4): Obliga a los conductores a mantener la velocidad establecida a lo largo o entramos de la carretera.

- a. **Límite máximo de velocidad (R4-1):** Esta señal se utiliza para indicar la velocidad máxima permitida en un tramo de vía, cuando dicho límite difiere de los establecidos se utiliza para restituir los límites de velocidad de una vía, no debiendo usarse para estos efectos la señal fin prohibición o restricción.



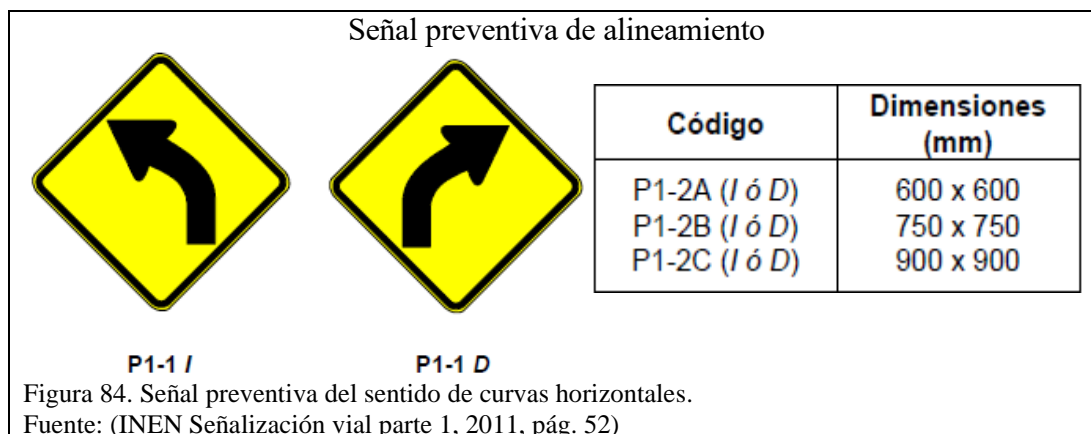
Señales preventivas (Código P)

Advierten a los usuarios de las vías, sobre condiciones inesperadas o peligrosas en la vía o sectores adyacentes a la misma. Estas señales, indican la necesidad de tomar precauciones especiales y requieren de una reducción en la velocidad de circulación o de realizar alguna otra maniobra.

Las señales preventivas se clasifican en los siguientes grupos o series:

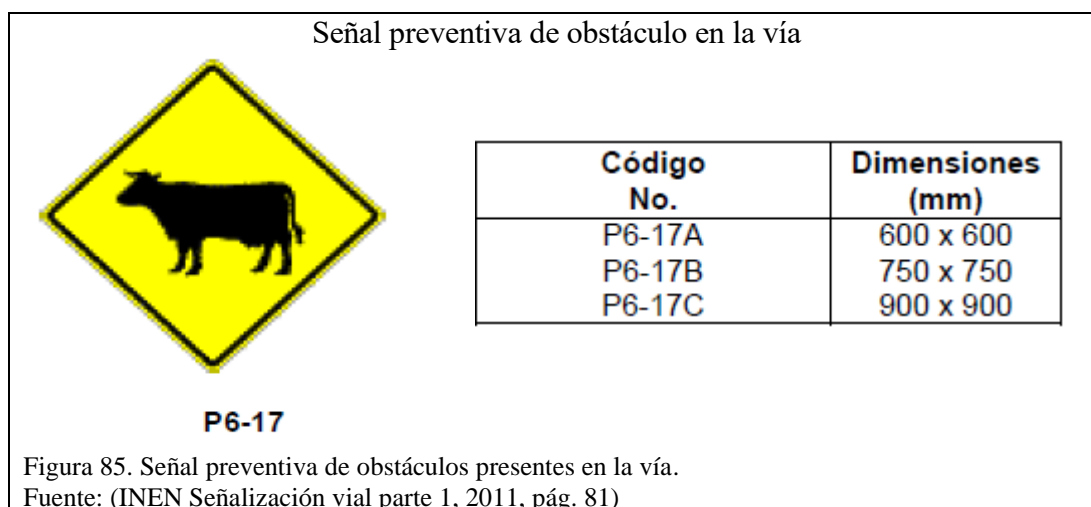
Serie de alineamiento (P1): Se instalan en aproximaciones a curvas horizontales, la selección hecha depende de las velocidades de aproximación y de la geometría de la vía.

- a. **Curva abierta izquierda (P1-2I) derecha (P1-2D):** Indican la aproximación a curvas abiertas; y se instalan en aproximaciones a una curva abierta a la izquierda o derecha. De acuerdo a las circunstancias puede complementarse con una señal aconsejada de velocidad.



Serie de obstáculos y situaciones especiales en la vía (P6): Estas señales previenen al conductor de la aproximación a obstáculos y situaciones especiales en las vías

- a. **Animales en la vía (P6-17):** Esta señal debe utilizarse para advertir la probable presencia de animales en la vía, sean estos domésticos o de ganado.

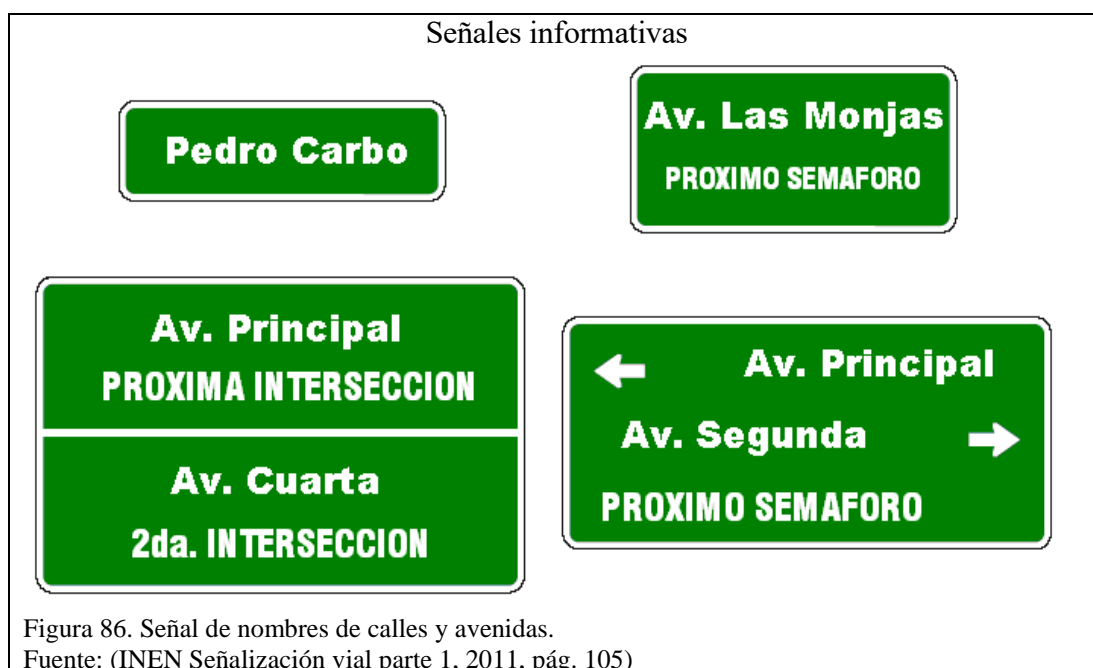


Señales de información (Código I)

Informan a los usuarios de la vía de las direcciones, distancias, destinos, rutas, ubicación de servicios y puntos de interés turístico, para que puedan llegar a sus destinos de la forma más segura, simple y directa posible.

Nombres de avenidas y calles (I1-3b): indican a los usuarios viales los nombres de avenidas y calles por las cuales están circulando. Estas señales son de competencia de los Municipios y/o gobiernos locales

Las señales de nombres de calles deberían ser instaladas en áreas urbanas en todas las intersecciones de la calle sin tener en cuenta las señales de otras rutas que puedan estar presentes y deberían ser instaladas en áreas rurales para identificar caminos importantes que no son señalados de otro modo.



Señales especiales delineadoras (Código D)

Delinean al tránsito que se aproxima a un lugar con cambio brusco (ancho, altura y dirección) de la vía, o la presencia de una obstrucción en la misma.

Señales para trabajos en la vía y propósitos especiales (Código T)

Advierten, informan y guían a los usuarios viales a transitar con seguridad sitios de trabajos en las vías y aceras además para alertar sobre otras condiciones temporales y

peligrosas que podrían causar daños a los usuarios viales.

Estas señales se deben emplearse cuando se realizan obras en vías, puentes u otros trabajos de infraestructura o mantenimiento vial, durante el cierre temporal de vías; en inundaciones, deslizamientos o en cualquier otra condición que requiera advertir a los usuarios viales sobre los peligros o desvíos temporales del tránsito.

En el siguiente gráfico se muestran las principales señaléticas esenciales para mantener la seguridad vial durante la construcción de la carretera:



8.2.2. Colocación lateral y altura.

Las reglas para la ubicación lateral de señales al costado de las vías, soportes de estructuras para señales aéreas y altura de montajes de estas señales son las siguientes:

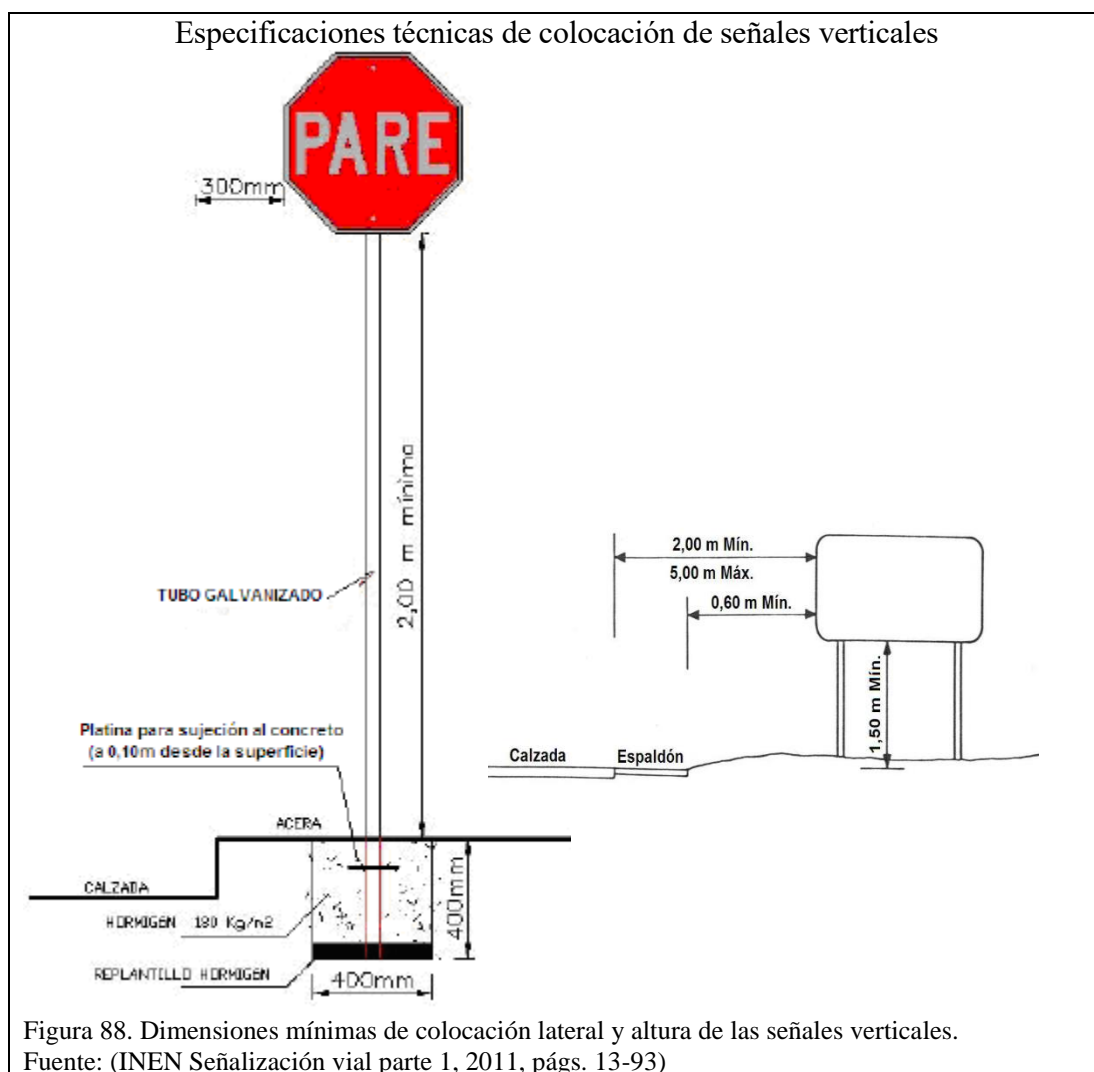
1. La colocación lateral se mide desde el filo de la vía al borde de la señal más cercano a la vía.
2. La altura, debe ser desde la proyección de la superficie de la calzada al lado inferior de la señal, o del filo inferior de la señal más baja en poste con varias señales.

En el reglamento técnico ecuatoriano (INEN Señalización vial parte 1, 2011, pág. 12), establece las siguientes especificaciones que debe cumplir la colocación de las señales verticales a lo largo de la vía:

Colocación lateral en zona rural: En vías sin bordillos en sectores rurales, la señal debe estar a una distancia libre de por lo menos 600 mm del borde o filo exterior de la berma o espaldón, postes de guía o cara del riel o guardavía de protección; en caso de existir cuneta, esta distancia se considera desde el borde externo de la misma. La separación no debe ser menor de 2,00 m ni mayor de 5,00 m del borde del pavimento de la vía, excepto para señales grandes de información en autopistas en donde pueden requerirse mayor separación

Altura en zona rural: En sectores rurales, las señales deben montarse alejadas de la vegetación y claramente visibles bajo la iluminación de los faros de los vehículos por la noche. La altura libre de la señal no debe ser menor a 1,50 m desde la superficie

del terreno hasta el borde inferior de la señal. Para señales direccionales de información en intersecciones y zonas pobladas la altura libre debe ser de 2,00 m.



8.3. Reductores de velocidad.

Son elementos, reformas geométricas, materiales de pavimento, dispositivos contruidos o fijados en la calzada, que sirven para disminuir la velocidad de diseño y/o operación a velocidades más bajas y seguras, para proteger a los peatones, sin llegar a la detención o parada total del vehículo; también para desincentivar

la utilización de ciertas vías por seguridad (INEN Señalización vial parte 2, 2011, pág. 76).

Entre los tipos más utilizados para reducir la velocidad se encuentran:

Resalto: Este dispositivo podrá utilizarse en zonas escolares, en intersecciones con altos índices de accidentabilidad; en cruces donde es necesario proteger el flujo peatonal y en diversos tipos de vías donde sea indispensable disminuir la velocidad, aproximadamente a no más de 25 km/h con que circulan los vehículos; para disminuir el riesgo de accidentes y elevar el margen de seguridad vial en el sector.

Requisitos para instalar un resalto:

1. Debe existir el requerimiento de la comunidad.
2. El flujo vehicular de la vía debe ser menor a 500 vehículos/h.
3. Este dispositivo no puede ser instalado sin la autorización expresa y por escrito de la entidad de control competente.

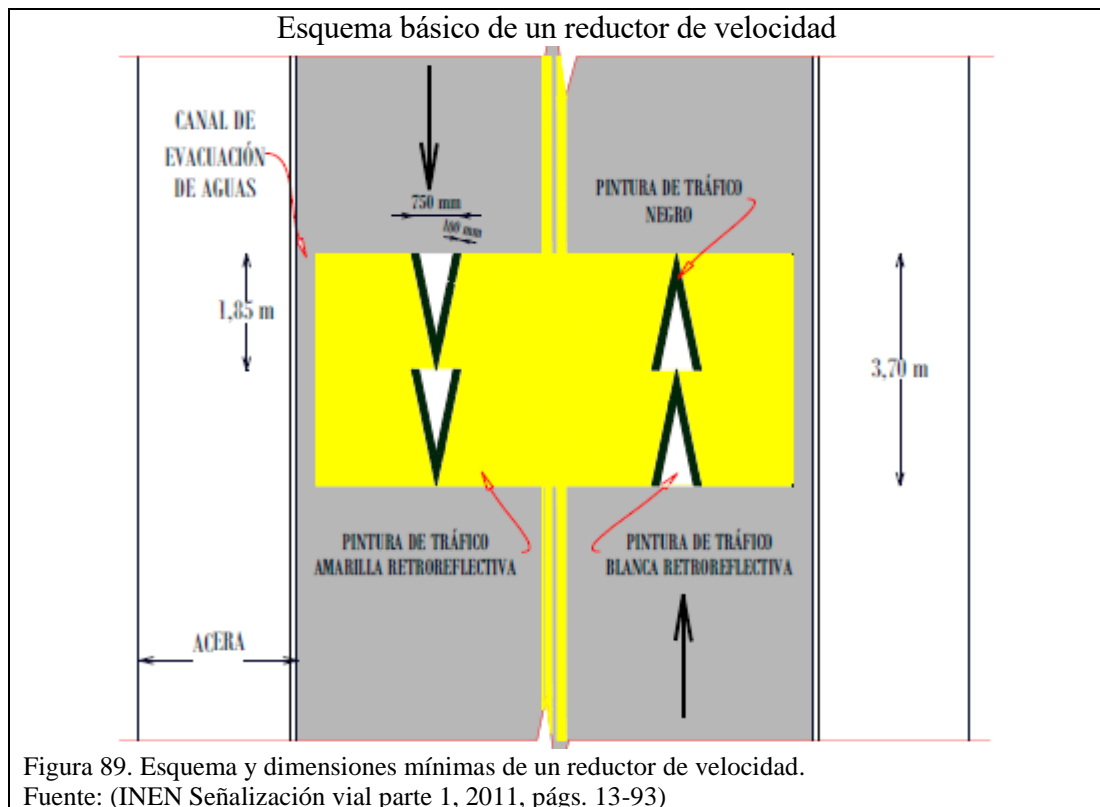
Dimensiones. El resalto debe tener las siguientes dimensiones:

Ancho: 3,50 m 3,70 m

Altura: 80 mm a 100 mm con respecto a la calzada

Largo: depende del ancho de la calzada.

Pendiente máxima de ingreso y salida: 8%



8.4. Especificaciones técnicas y normativas INEN.

Las especificaciones técnicas están señaladas en la normativa (MOP NEVI 12 volumen 3, 2013, págs. 756-769) en las secciones 706 y 709.

Señalización horizontal:

Marcas sobre el pavimento serán aplicadas, sobre superficies limpias, secas y libres de polvo, de suciedad, de acumulación de asfalto, de grasa u otros materiales nocivos.

Para la red vial estatal el ancho de las franjas de demarcación longitudinal será de 15 cm sean continuas o segmentadas y que las líneas dobles tendrán una separación igual al ancho de las mismas. Las líneas entrecortadas tendrán una longitud de 3 m. con una separación de 9 m. Las líneas punteadas tendrán una longitud de 60 cm. con una separación de 60 cm

Medición y pago: el pago se lo realizara el verdadero número de unidades (tales como flechas, símbolos, leyendas, etc.) de los tipos y tamaños especificados en el contrato y las cantidades aceptadas de marcas de pavimentos serán medidas de la siguiente manera:

- a. **Método lineal:** Las cantidades a pagarse serán aquellas medidas linealmente en metros o kilómetros de marcas en el pavimento, y se medirán sobre la línea eje del camino o sobre las franjas, de principio a fin, sean estas entrecortadas o continuas. Estas marcas en el pavimento deberán estar terminadas y aceptadas por el Fiscalizador
- b. **Método unitario.** La cantidad a pagarse será el verdadero número de unidades (tales como flechas, símbolos, leyendas, MPS, etc.) de los tipos y tamaños especificados en el contrato, que han sido suministrados, terminados y aceptados por el Fiscalizador.

Señalización vertical:

Las diferentes señales deberán cumplir con los diseños, dimensiones, alturas y ubicación respecto a la vía como se indica en el Reglamento Técnico Ecuatoriano INEN 004

Instalación de postes: Los postes y astas se colocarán en huecos cavados a la profundidad requerida para su debida sujeción, conforme se indique en los planos. El material sobrante de la excavación será depositado de manera uniforme a un lado de la vía.

El espacio alrededor de los postes se rellenará hasta el nivel del terreno con hormigón

de cemento Hidráulico, los orificios para pernos, vástagos roscados o escudos de expansión se realizarán en el hormigón colado y fraguado, por métodos que no astillen el hormigón adyacente a los orificios.

Instalación de Placas para Señales: Se montarán en los postes, de acuerdo con los detalles que se muestren en los planos

Los tableros de señales con sus respectivos mensajes y con todo el herraje necesario, incluyendo pernos galvanizados y remaches de aluminio, para su montaje en los postes serán suministrados por el Contratista.

Medición y pago: Las cantidades a pagarse por las señales colocadas al lado de la carretera, serán las unidades completas, aceptablemente suministradas e instaladas, se pagarán al precio contractual para el rubro abajo designado y que conste en el contrato estos precios y pagos constituirán la compensación total por el suministro, fabricación, transporte e instalación de las señales colocadas al lado de carreteras, que incluye los postes, herraje, cimentaciones y mensajes, así como por toda la mano de obra, equipo, herramientas, materiales.

8.5. Materiales a ser utilizados en la señalización horizontal y vertical.

En la normativa (MOP NEVI 12 volumen 3, 2013, pág. 980) establece que:

Pinturas para señalamiento del tránsito: La pintura empleada para señalamiento del tránsito será del tipo acrílicas, apropiado para la aplicación en superficies que soportan

tráfico, tales como pavimentos rígidos y flexibles, adoquines y mampostería o muros de hormigón de cemento hidráulico.

Se aceptará solamente pintura de color blanco o amarillo para este propósito, la cual debe cumplir lo establecido en la norma INEN 1.042

Las láminas de las señales: Serán de aluminio anodizado de 2 mm irán montadas en postes de tubo cuadrado de hierro galvanizado de 50,8 mm de lado y 2 mm de espesor. Para el caso de delineadores de curva, los postes serán del mismo tipo pero las láminas de 3 mm de espesor.

Los postes: Tendrá la altura necesaria para que la parte baja de la señal este a 1.5m por encima del nivel de la calzada. Las señales de mediano y gran tamaño podrán ser instaladas con 1 o 2 postes de tubo redondo galvanizado 823 o 2 vigas I de acero galvanizado 823 conforme con las especificaciones en los planos o de acuerdo a los requerimientos contractuales.

8.5.1. Cálculo del rendimiento de la pintura para la señalización horizontal y vertical.

En la normativa (MOP NEVI 12 volumen 3, 2013, pág. 758) establece que:

La pintura será mezclada previamente y aplicada cuando la temperatura ambiente esté sobre los 4 grados centígrados y como se indica en las especificaciones técnicas anteriormente descritas.

Y que el rendimiento es, para franjas sólidas de 15 cm de ancho, la tasa mínima de aplicación será de 39 lt/km, para franjas entrecortadas o de líneas punteadas, la tasa mínima de aplicación será de 9.6 lt/km y 13 lt/km respectivamente.

La mínima tasa de aplicación para flechas y letras será de 0.4 lt/m² de marcas. Las áreas pintadas estarán protegidas del tráfico hasta que la pintura esté suficientemente seca.

Capítulo 9

9. Evaluación ambiental

9.1. Antecedentes.

El Gobierno Autónomo Parroquial de Antonio José Holguín, con la finalidad de integrar la Red Vial, ha definido ejes viales estratégicos como son La Lindera, II epata y Camino Real, que permitirán la integración de modo que el agilizará el desarrollo, ganadero y turístico, por lo que se ha considerado como prioritaria la ejecución del proyecto.

Esta red vial facilitará la comercialización de productos, incentivará la producción, promoverá el turismo, integrará el sector social al desarrollo parroquial, disminuirá tiempos y costos de servicio vehicular y mejorará el Producto Interno Bruto (PIB) con la creación de programas turísticos y ecológicos.

Las vías, en estudio tienen una longitud de 3.6 Km, con una topografía llano- ondulada y con gradientes relativamente entre suaves, con material de calzada en parte tierra y la mayor longitud piedra, carece en su totalidad de un drenaje adecuado, lo que implica encharcamientos de agua que afecta a la calzada de la vía, con una sección transversal promedio de 7.20 y su clasificación es de tipo IV.

9.2. Diagnóstico de la situación.

La parroquia Antonio José Holguín se ubica en la parte central del cantón Salcedo y en el sector Occidental de la laguna de Yambo, esta se desarrolla en un área de 800 hectáreas, de estas alrededor de 10 hectáreas corresponde al centro urbano de la

parroquia, y alrededor de este se despliega terrenos cultivables que es el eje económico del sector.

En consecuencia, el desarrollo del proyecto influirá en gran medida la transportación de los pobladores y de los productos agrícolas, reduciendo los tiempos de traslado del sector rural hacia la parte urbana de los cantones aledaños.

9.2.1. Área de influencia socio económica.

Debido que la parroquia Antonio José Holguín se encuentra en los límites de la provincia de Cotopaxi, el área de influencia socio económico abarca los Cantones de Salcedo y Ambato ya que esta abastece de productos agrícolas a los mercados de estas ciudades, esto a su vez favorece en el desarrollo de los barrios de la parroquia los cuales son:

- Antonio José Holguín centro
- Chasualó
- Barrio Nuevo
- Virgen de Guadalupe
- Guantojaló

9.3. Ubicación de la escombrera.

Por motivo que las vías se desarrollan a lo largo de tierras agrícolas y por qué la parroquia no cuenta con un relleno sanitario se ha optado por depositar el material desalojado en una quebrada cercana al proyecto.

9.4. Caracterización ambiental.

El proyecto se caracteriza por catalogarse en clase 2 porque trata de un Mejoramiento

vial, esta categorización se obtuvo del Acuerdo Ministerial 006, con fecha 18 de febrero del 2014, numeral 23.4.1.1.7 correspondiente a la “Rehabilitación y mejoramiento de autopista, vías de primer, segundo y tercer orden” (Ministerio del Ambiente, 2014, pág. 33).

Por tal motivo se considera que los sistemas que se encuentran dentro de las áreas de influencia tanto directa como indirecta son:

- Sistema abiótico
- Sistema biótico
- Medio antrópico

9.4.1. Sistema abiótico.

9.4.1.1. Información climática.

La parroquia no cuenta con una estación meteorología dentro de sus límites, por lo que se ha optado por utilizar la estación más cercana a la zona de estudio, se trata de la estación meteorológica M127 Píllaro, la misma que presenta un radio de influencia de 50 km, lo que permite que los datos que esta provee sean aplicables para el área de estudio.

9.4.1.1.1. Precipitaciones.

Por medio del análisis pluviométrico presentado en el capítulo 4 sección 4.2.1 se determinó que la precipitación media registrada por la estación M 127 Píllaro a lo largo de toda su serie histórica es de 55.8 mm.

9.4.1.1.2. Pluviosidad.

La época invernal se extiende de febrero a junio, siendo abril el mes con mayor presencia de precipitación, desde 60.7 mm/mes a 78.1 mm/mes, además el verano inicia en el mes de julio y termina en septiembre, siendo agosto el mes con menor presencia de precipitaciones, con registros menores a 45.8 mm/mes.

9.4.1.1.3. Temperatura.

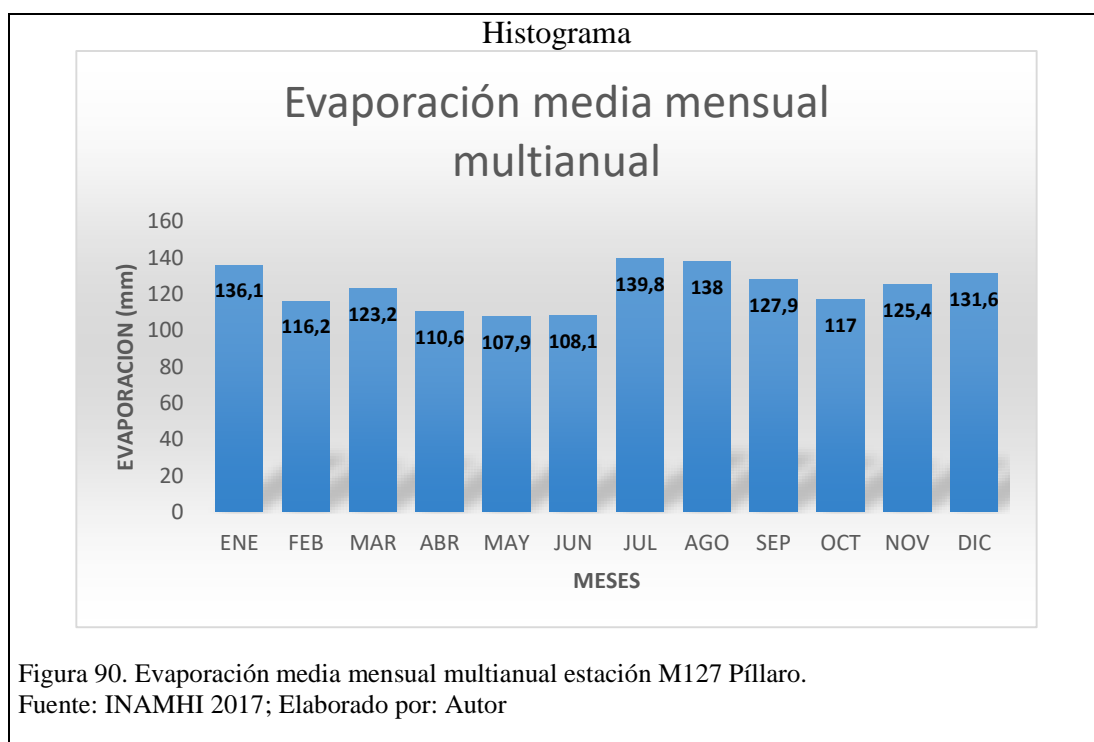
La información registrada por medio de la estación M 127 Píllaro durante el periodo 1970-2014 se registró que la temperatura media mensual varía entre 12 °C – 13.8 °C siendo el mes de agosto que presenta la temperatura mínima y diciembre la máxima.

9.4.1.1.4. Dirección y velocidad del viento.

Los vientos registrados en la estación M 127 tienen una media de 3.7 m/s, con su máximo pico 4.0 m/s que es correspondiente al mes de agosto, que por lo general los vientos predominantes del sur oeste como se lo represento en la rosa de los vientos en el capítulo cuarto.

9.4.1.1.5. Evaporación.

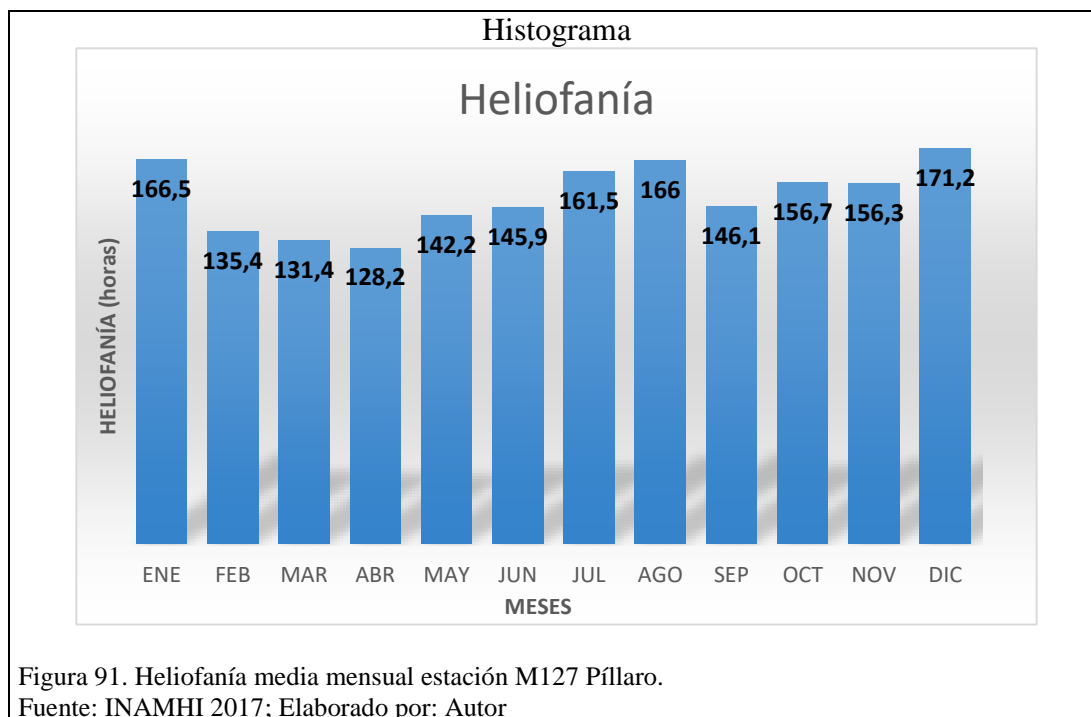
Por medio de la siguiente información meteorológica, se aprecia que la época que presenta mayor evaporación son los meses de julio y agosto con una media de 139.8 mm -138 mm respectivamente, la misma que contrasta con la época seca y los fuertes vientos que se presentan en la zona, la que es aprovechada por los agricultores para el cultivo de maíz y trigo.



9.4.1.1.6. Heliofanía (horas de brillo Solar).

La heliofanía corresponde al mayor número de horas que el sol brilla en el sector, esto se refleja con la época seca ya que en los meses de julio y agosto presenta mayor velocidad de viento, evaporación y de temperatura.

Las horas promedio de brillo solar en el sector están alrededor de 166 -161.5 h/sol mensuales en estos meses que representan a un promedio de 12 horas de brillo solar en el día correspondiente a los meses de julio y agosto.



9.4.1.2. Información geológica.

Las vías de acceso de la comunidad de Antonio José Holguín se enmarcan en una zona topográfica llana, la misma que presenta pendientes longitudinales de 1% al 4% con una altura máxima de 2740 msnm y una altura mínima de 2702 msnm.

En cuanto a la estructura geológica, el sector presenta diferentes edades geológicas que son Qc o depósito de ceniza, Pl que corresponde a piedra pómez, toba aglomerado y fluvio lacustre y Da que corresponde depósitos aluviales, todos estos conforman la Formación Latacunga que cuentan con 250m de profundidad formados en el periodo pleistoceno en la era cuaternaria.

9.4.1.3. Uso y cobertura del suelo.

El uso y cobertura del suelo esta normado por el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de Cotopaxi tomando en cuenta los siguientes aspectos: grado de pendiente, grado de pendiente, pisos climáticos, precipitación, probabilidad de heladas y

susceptibilidad a la erosión determinándose 6 categorías.

Las categorías 1 y 2 son las que ofrecen mejores condiciones para el desarrollo de las actividades agrícolas, sin embargo, la tendencia actual señala que también son zonas de crecimiento urbano. Las categorías 3 y 4 se hallan distribuidas en todo el territorio provincial, mientras que las categorías 5 y 6, si bien se hallan dispersas, se localizan formando dos corredores a lo largo de las Cordilleras Occidental y Oriental.

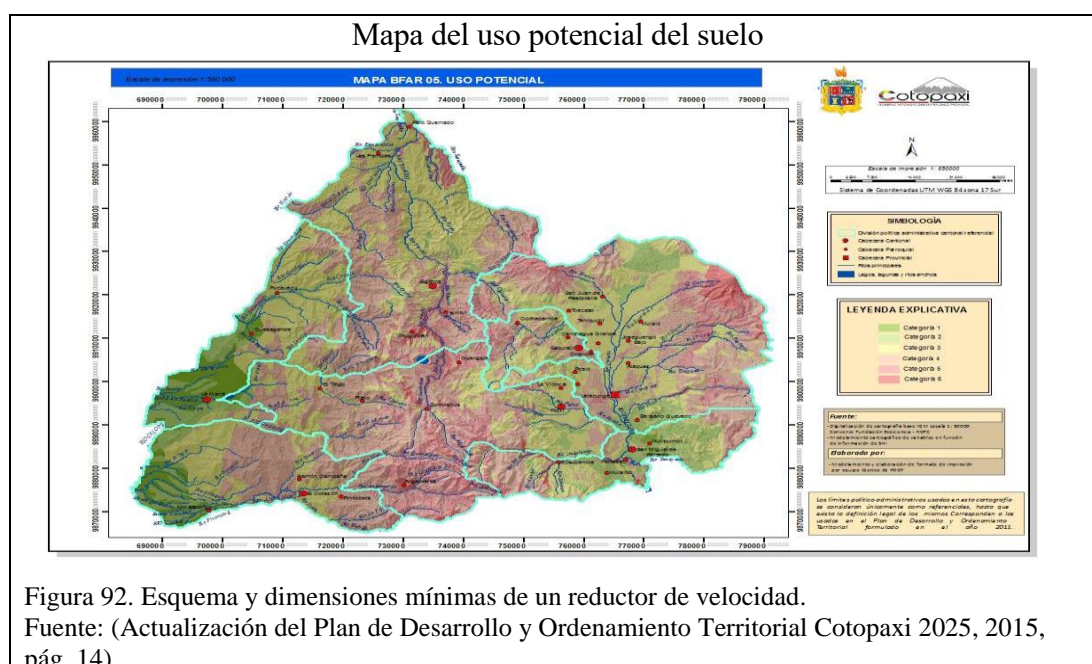


Figura 92. Esquema y dimensiones mínimas de un reductor de velocidad.

Fuente: (Actualización del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial Cotopaxi 2025, 2015, pág. 14)

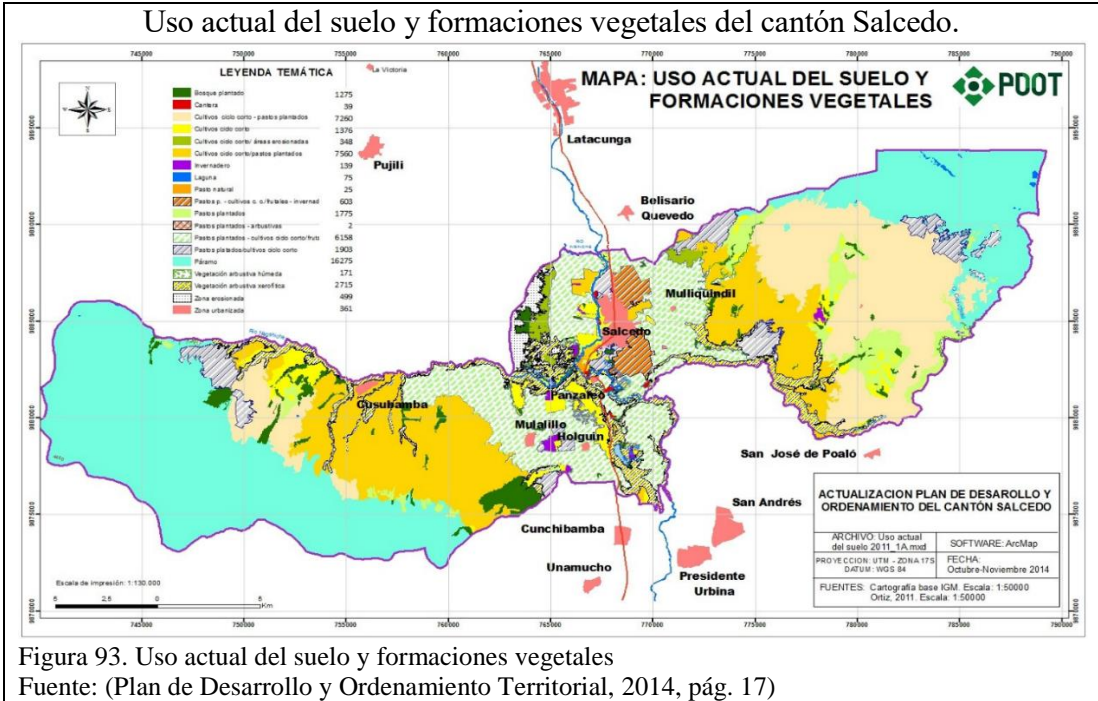
Tomando en cuenta esta categorización y mediante el mapa de zonificación determinamos que el proyecto se desarrolla en la categoría 6, la misma que se describe en la siguiente tabla:

Tabla 81. Categorización del uso potencial del suelo.

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	USO POTENCIAL	PRODUCTOS Y/O ACTIVIDADES	SITIOS DE REFERENCIA
VI	Suelos con limitaciones muy importantes, baja fertilidad, toxicidad alúminica pendientes fuertes de 50 y superiores, susceptibilidad moderada a la erosión, riesgo de heladas, precipitación de 500 a 1.000 mm.	Conservación de la vegetación natural, actividades alternativas de bajo impacto, granjas integrales para seguridad alimentaria.	Artesanía, turismo comunitario y de naturaleza, recolección y procesamiento de productos del bosque y páramo, agricultura de subsistencia, granos y tubérculos andinos, crianza de alpacas	Esta categoría se encuentran dispersa en dos corredores norte sur, el uno ubicado en la Cordillera Occidental en la porción central de la Provincia y la otra en la Cordillera Oriental.

Fuente: (Actualización del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial Cotopaxi 2025, 2015, pág. 13)

En base a la información cartográfica y la categorización expuesta anteriormente la parroquia Antonio José Holguín, existen cultivos de ciclo corto, donde generalmente se cultivan col, lechuga, cilantro, arveja, papa, entre otras, así como también especies forestales maderables como el eucalipto y el pino, la misma que se puede apreciar en la siguiente figura:



9.4.1.4. Recurso Agua.

La red hídrica, está compuesta por una serie de tributarios; así desde la cordillera oriental nacen entre quebradas secas y riachuelos los mismos que son parte de la micro cuenca de río Nagsiche, y la sub cuenca del río Patate, esta cubre una superficie de 428 070 ha, que corresponden a las provincias de Tungurahua y Cotopaxi. En la provincia de Cotopaxi, cubre un área de 218 391 ha, que corresponde al 36,31% del total del territorio de la provincia.

Así mismo la parroquia Antonio José Holguín se encuentra dentro del micro cuenca del río Nagsiche que cubre superficie aproximada de 19 832 ha, donde están asentadas las poblaciones de las parroquias rurales Cusubamba, Mulalillo y parte de la parroquia urbana San Miguel de Salcedo, cada una con superficies de 18 617 ha, 4 125 ha y ha respectivamente. El caudal medio anual de esta micro cuenca es de 2,6 m³/s. (CNRH, 2007) del mismo que utilizan 34 Autorizaciones para uso doméstico en un caudal total de 109,06 l/s; 78 Autorizaciones para riego, con un caudal total de 947,64 l/s. (Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial, 2014, pág. 2)

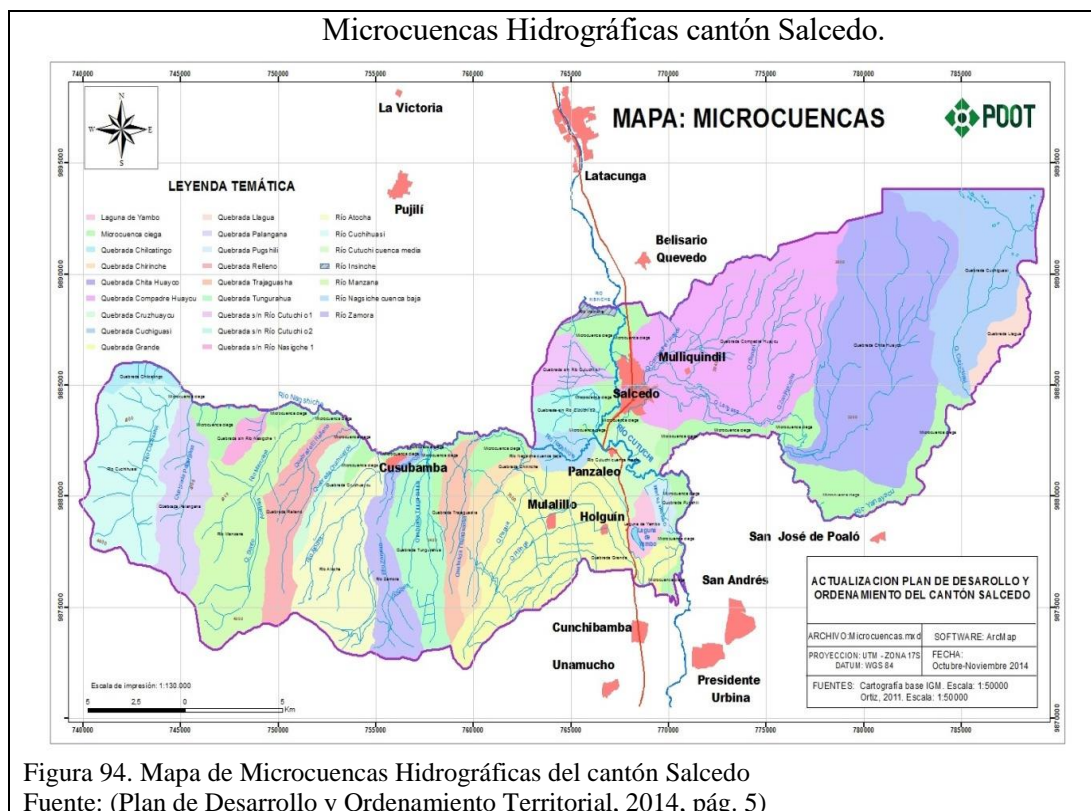
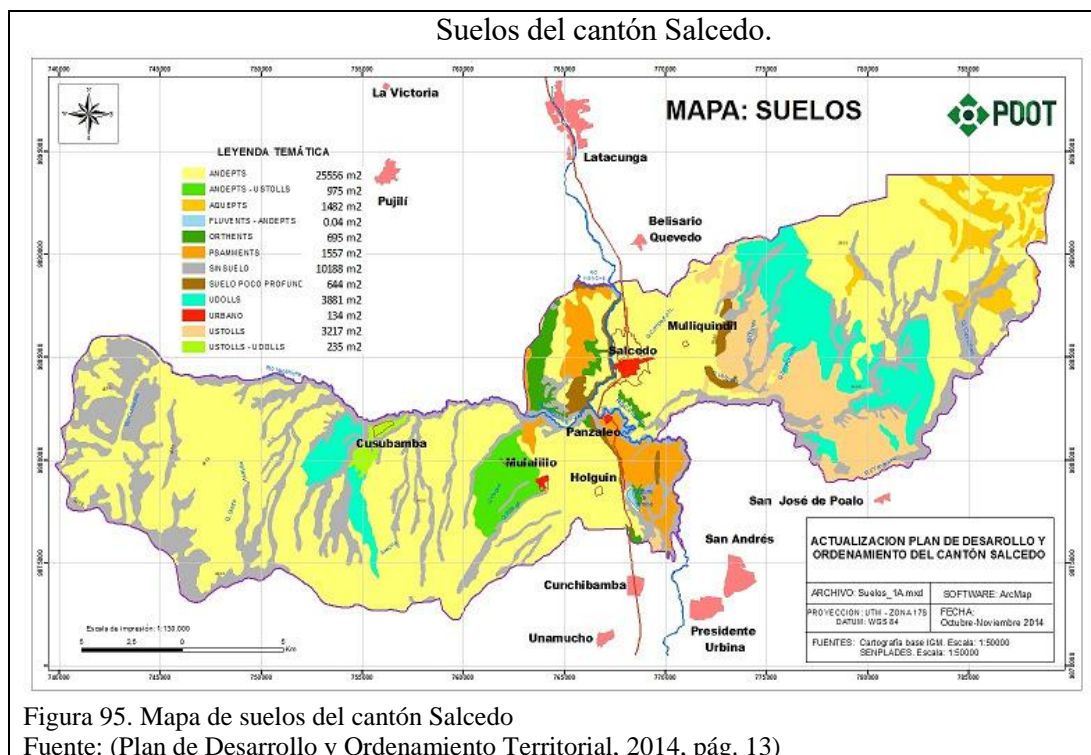


Figura 94. Mapa de Microcuencas Hidrográficas del cantón Salcedo
Fuente: (Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial, 2014, pág. 5)

9.4.1.5. Suelo.

La parroquia Antonio José Holguín se identifican 2 subórdenes los cuales son Suelos Andepts y Orthents los mismos que presentan contenido de materia orgánica, textura, profundidad de la capa arable, reacción especialmente a Fluoruro de Sodio (FNa), como también al potencial hidrógeno (pH) y a la presencia de cangahua o duripán la mismas que se representan en el siguiente gráfico:



Suelos Andepts. - constituyen suelos en su mayoría negros, con procesos de descomposición de materia orgánica más estables. Generalmente están constituidos por texturas arcillosas, limosas en proceso de degradación, debido a la sobre explotación de estos, como también al cambio de uso de suelo, donde la cangahua aflora a los 10 cm, en unos casos, como también a los 40 cm de profundidad. (Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial, 2014, pág. 10)

Suelos Orthents. - Suelos completamente erosionados, constituidos por una capa de cangahua pura, altamente resistente a su roturación, esta se encuentra formando una gran cordillera al costado izquierdo de la parroquia. Aunque no es un suborden explícitamente, son suelos cuyo espesor de la capa arable llega

máximo a 30 cm de profundidad, son duros de naturaleza; su contenido de materia orgánica es menor al 1%, y se ubican generalmente en la superficie de laderas. (Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial, 2014, pág. 12)

9.4.2. Sistema biótico.

9.4.2.1. Recurso fauna y flora.

Recurso fauna: El ecosistema en donde se desarrolla el proyecto, habitan varias especies de animales como el conejo de páramo (*Sylvilagus brasiliensis*), pato enmascarado (*Oxyura dominica*), águila pechinegra (*Geranoaetus melanoleucus*), quilico (*Falco sparverius*), chucuri (*Mustela frenata*), tortolita escamosa (*Columbina passerina*), guarro (*Geranoaetus melanoleucus*), colibrí jaspeado (*Adelomyia melanogenys*), lagartija (*Adelomyia melanogenys*), lobo (*Ducie yonulpaecus*), mirlo (*Turdus fuscate*), perdiz (*Attagisgayi* sp), candelita de anteojos (*Myioborusmelanocephalu*), curiquingue (*Phalcoboenus carunculatus*), sapo (*Phyllobates* sp), zorrillo (*Conepatus chinga*), venado (*Muntiacus muntjak*), cóndor (*Vultur gryphys*), entre otros. (Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial, 2014, pág. 14)

Recurso flora: El proyecto se encuentra cerca de la zona de influencia del parque Nacional Llanganates, en una superficie total de 3927 ha, además se cuenta con 977 ha de bosque protector. Estos páramos están cubiertos generalmente por

varias especies de paja (*Stipaichu* sp), achupallas (*Puya eryngioidis*), chilca (*Braccharis latifolia*), chuquirawa (*Chuquirahua insignis*), piquil (*Gynoxys* sp), pasto milin (*Bromos catarticus*), ñachak (*Bidenshumili* sp), yagual (*Polylepis incana*), mortiño (*Vaccinium martini*), matico (*Eupatonium glutinosum*), ashpa chocho (*Daleo cerúlea*), Llantèn (*Plantago major*), lengua de vaca (*Rumexcrispus* sp), ortiga negra (*Urticaballa tefolia*), achicoria blanca (*Chichorium* 14 intylous), pukachaklla (*Brachyotum jamenosi*), chilca negra (*Fourreroya andina*), sigse (*Cortadela ridiuscula*), quishuar (*Buddleia incana*), santamría (*Pyrethum parthenium*), monte de páramo (*Phoradendrrom* sp), achicoria amarilla (*Archyrophorus quilensis*), helecho (*Biechnun auratum*), sacha capulì (*Valleasti pularis*), chawarquero (*Hedyosium* sp), canayuyo (*Sonchuso leraceus*), guanto (*Brugmanoceasanguínea*), entre otros. (Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial, 2014, pág. 13)

9.4.2.2. *Recurso Paisaje.*

La superficie territorial de Antonio José Holguín presenta un paisaje rural de desarrollo mediante producción Agrosilvopastoril, con predominancia agrícola, pastoreo, recreación y forestal.

Además, la parroquia cuenta con una distribución de e forma atrópica siendo así el 93.68 % de suelo es utilizado para la agricultura, tan solo el 5.58 % pertenece a Bosque siempre verde montano alto, finalmente el 0,73 % de la superficie es ocupada por los asentamientos humanos, los mismos que se reflejan en el siguiente gráfico y se detallan

en la siguiente tabla:

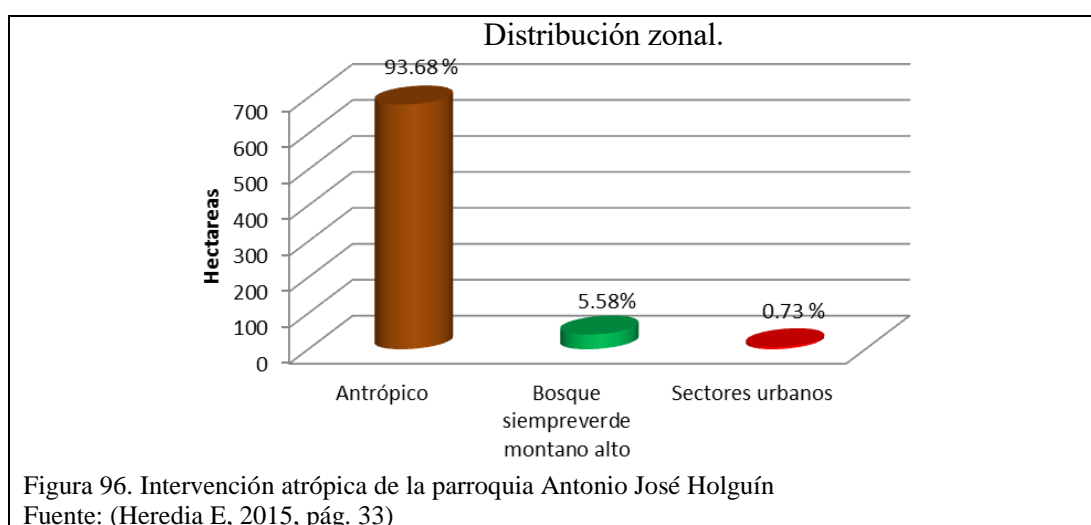


Tabla 82. Descripción de la intervención atrópica de la parroquia Antonio José Holguín

DESCRIPCIÓN	EXTENSIÓN (Ha)	PRINCIPALES USOS	OBSERVACIONES	PRINCIPALES CAMBIOS
Antrópico	680.656297	Construcción de casas cultivos Áreas verdes	Alto grado de Contaminación del suelo, agua.	Incremento de construcciones
Bosque siempre verde montano alto	40.5913838	Siembra de especies nativas (en este caso bosque de especies introducidas)	Deforestación	superficie de bosque reducido
Sectores urbanos	5.3186128	Infraestructuras públicas Construcción de viviendas	Mal estado de las vías empedradas Contaminación por polvo.	Expansión del sector Urbano

Fuente: (Heredia E, 2015, pág. 33)

9.4.2.3. Ecosistemas frágiles y prioridades de conservación.

La parroquia Antonio José Holguín se asienta en un ecosistema de páramo que es indiscutible su importancia en la disponibilidad del agua, la actividad agrícola ha disminuido en mayor cantidad la superficie de este importante ecosistema, los

indígenas y campesinos desplazados de las tierras de mayor productividad y con mejor aptitud han ascendido la frontera agrícola progresivamente en búsqueda de fertilidad del suelo y humedad; situación que junto a inadecuadas prácticas agrícolas y uso de maquinaria, particularmente en suelos irregulares y en pendientes pronunciadas causan una degradación irreversible de la estructura principalmente en lo concerniente al contenido de materia orgánica y de los minerales, ocasionando una disminución en la función propia del páramo de regulación del agua. Relacionada a la actividad agrícola tenemos también una constante parcelación que ha generado un minifundio que presiona aún más a este ecosistema frágil.

El pastoreo por otro lado se constituye en un grave disturbio en el páramo, pues el ganado sea de vacas, borregos o caballos al pisar el páramo ocasionan que los suelos se compacten y pierdan así su extraordinaria capacidad de retención de agua, además de consumir la vegetación propia del mismo hasta desaparecerla. La compactación por la naturaleza de las patas de los camélidos andinos como alpacas y llamas es menor. El sobrepastoreo deja al suelo sin protección contra el sol, se seca la parte superficial del suelo en forma irreversible y se vuelve extremadamente vulnerable a la erosión hídrica y eólica.

Para afrontar este grave proceso de degradación de este ecosistema, se reporta a nivel provincial varias intervenciones de forestación con plantas nativas, ante lo cual hay que señalar que si bien la forestación con bosque nativo puede ser importante en la medida de que ayuda a proteger el suelo, no obstante pensar que esto ayudará a mantener los caudales en

épocas de estiaje (como sí resulta en cuencas de media y baja montaña), es una idea errónea; lo anterior sin duda producirá efectos desconocidos, probablemente reduciendo la producción hídrica (Hofstede, 2000, 2001) al igual que ha ocurrido en otros países con ecosistemas similares al páramo (Bosch y Hewlett, 1982; Duncan, 1995; Putuhena y Cordery, 2000) (Actualización del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial Cotopaxi 2025, 2015, pág. 29)

A demás el Ministerio del Ambiente, se encuentra realizando una importante intervención³⁰ en los ecosistemas de páramos y bosques, a través de los Programas Socio Bosque y Plan Nacional de Restauración Forestal, éste último se basa en la articulación y cooperación que ha establecido con los GADs Provinciales y Parroquiales. A inicios del año 2015 en la Provincia de Cotopaxi, se registraban 29 socios individuales incorporados al Programa Socio Bosque (Actualización del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial Cotopaxi 2025, 2015, pág. 29)

9.4.3. Medio antrópico.

9.4.3.1. Localización y descripción de los asentamientos humanos.

De acuerdo a los límites emitidos por la CONALI la superficie total de la parroquia corresponde a 726,59 ha, de las cuales el sector urbano la cabecera parroquial Santa Lucía ocupa 5.31 ha, mientras que 721.27 ha corresponde al área rural de las cuales

una superficie de 466.09 ha es utilizado para la agricultura, la vegetación natural ocupa 40.55 ha y finalmente 23.85 ha de suelo es ocupado en actividades pecuarias. Los habitantes de la parroquia cuentan con sus respectivos linderos y escrituras legalizadas a excepción de algunos predios (Heredia E, 2015, pág. 119).

En la actualidad la parroquia cuenta con 9 barrios de ellos tan solo 1 está legalmente constituido, de acuerdo a la Jerarquización de los barrios, el Barrio Santa Lucía es la cabecera Parroquial con 674 habitantes, los barrios Chasualó N°1 y Chasualó N°2 con 317 y 410 habitantes respectivamente, el barrio con menos moradores es la Unión con 203 habitantes como nos indica la siguiente tabla:

Tabla 83. Distribución rural y urbana de la parroquia Antonio José Holguín

BARRIOS	VIVEN EN EL HOGAR	NÚMERO DE CASAS	HABITANTES	JURISDICCIÓN
La Unión	72	65	203	Barrio
La Unión Virgen de Guadalupe	30	63	210	Barrio
La Primavera	56	71	234	Barrio
Barrio Nuevo	51	70	238	Barrio
Guantojaló	24	75	257	Barrio
La Libertad	119	70	269	Barrio
Chasualó N°1	91	94	317	Barrio
Chasualó N°2	117	126	410	Barrio
Santa Lucía	70	231	674	Cabecera Parroquial
TOTAL	630	865	2811	

Fuente: (Heredia E, 2015, pág. 120)

9.4.3.2. Turismo.

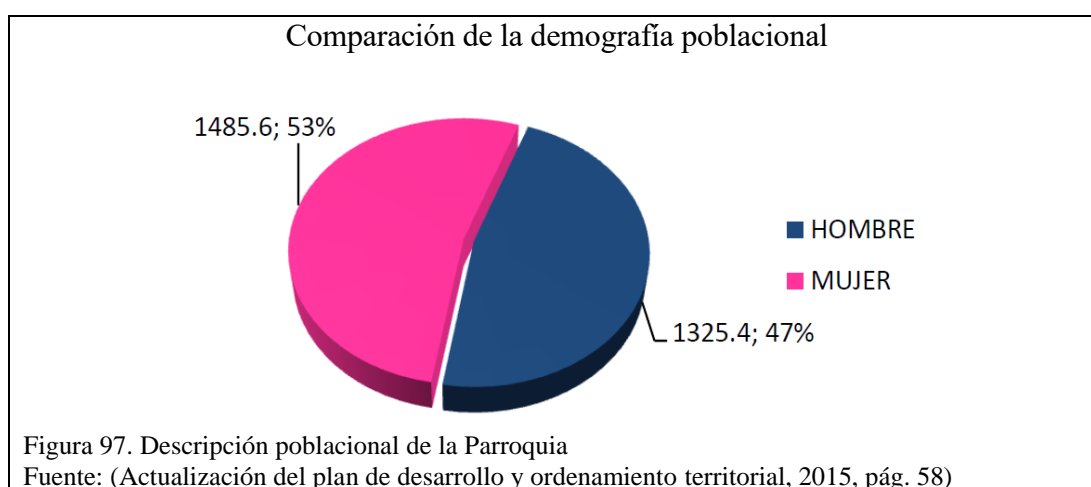
En la parroquia se debería priorizar el turismo como área estratégica para el desarrollo económico, por su potencial de desarrollo, generación de ingresos y empleo, y por sus encadenamientos intersectoriales que incentivan inversiones en otros sectores, los sitios más representativos del sector son:

1. Laguna de Yambo
2. La estación de tren

9.4.3.3. Análisis demográfico.

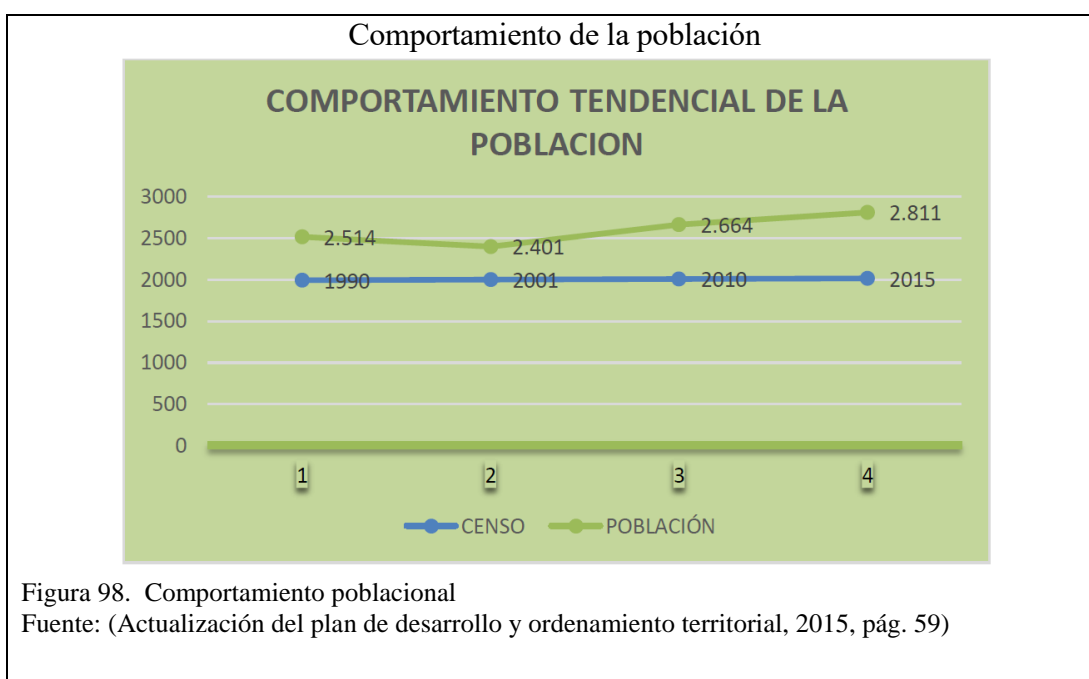
En la Parroquia Antonio José de Holguín al censo de población y vivienda del INEC 2010 tiene 2664 habitantes. Según las proyecciones del INEC la población de La Parroquia Antonio José de Holguín para el año 2015 es de 2811 habitantes.

Del total de la población de 2811 habitantes el 47,15% (1325.4) son hombres y el 52,85% (1485.6) son mujeres, siendo la mayor parte de la población mujeres, tal como se describe en el siguiente gráfico:



La población de la parroquia Antonio José Holguín a raíz del

censo de 1990 presenta descenso de la población existente de forma progresiva, la comparación actual del censo 2010 con el 2001 tenemos un crecimiento poblacional con una tasa del - 0.45% mientras que la tasa de crecimiento del censo 2010 tenemos una tasa de crecimiento del 1.1%. Haciendo una comparación con las otras parroquias que conforman el cantón Salcedo, Antonio José Holguín representa el 6% de la población total, donde existe una variación de población mínima, mientras que la población más elevada se encuentra en la parroquia de San Miguel (Cabecera cantonal) (Heredia E, 2015, pág. 58)



9.4.3.4. Educación.

El derecho a la educación es un componente esencial del Buen Vivir, en la medida en que permite el desarrollo de las potencialidades humanas y, como tal, garantiza la igualdad de oportunidades para todas las personas por lo que en GAD parroquial a echo el énfasis en la educación adecuando las instalaciones de la escuela fiscal del

sector que abarca el 12,14% corresponde al 7mo año de educación básica, en la Unidad Educativa Ignacio Flores.

En la parroquia existe educación inicial y educación básica, para culminar el bachillerato los estudiantes deben realizarlo en la parroquia Mulalillo en la Unidad Educativa José Peralta, los de mayor posibilidad económica optan por estudiar en las Unidades educativas de las ciudades de Ambato, Salcedo y Latacunga (Heredia E, 2015, pág. 64).

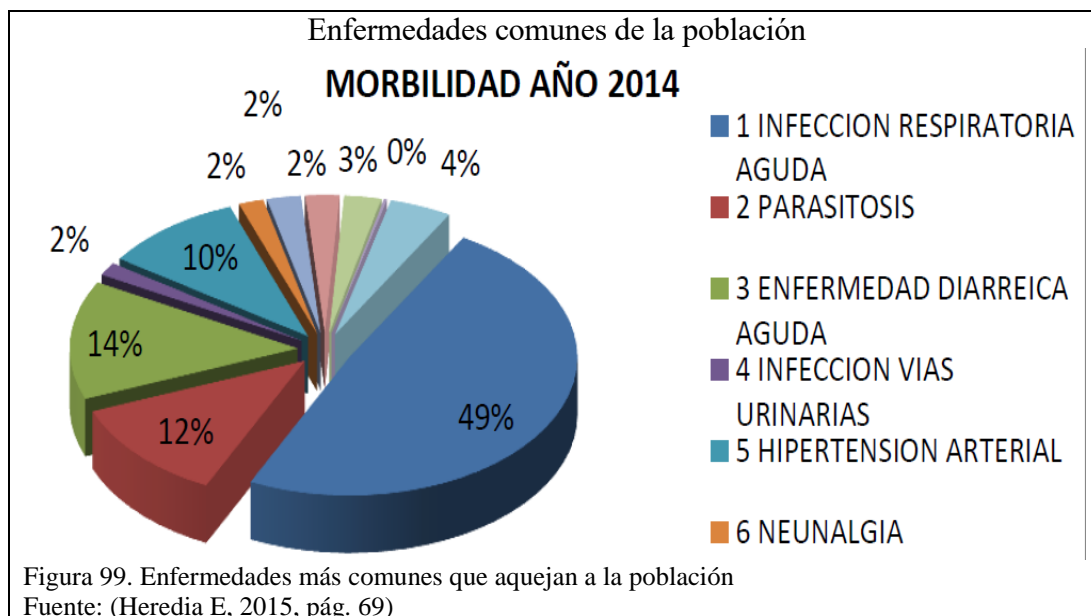
Además, el MIES cuenta con un programa educativo en el sector llamado creciendo con nuestros hijos cuyo objetivo es estimular el desarrollo integral de padres e hijos teniendo acogida los niños de 0 a 36 meses en el centro se cuenta con el registro de 56 niños beneficiarios entre las principales actividades que realizan son: estimulación temprana, motricidad, entre otros.

9.4.3.5. Salud.

El subcentro de salud que se encuentra en el centro parroquial, brinda el servicio de medicina general, odontología y enfermería con atención permanente, teniendo gran afluencia de pacientes de la parroquia.

Actualmente la disponibilidad de infraestructura física (aéreas de esterilización, bodegas para la medicina, hospedaje y cocina para médicos residentes) y personal médico (Especialistas) se hace insuficiente para la demanda a nivel parroquial y las múltiples enfermedades que aquejan a la población (Heredia E, 2015, pág. 68)

Las enfermedades más comunes de que aquejan a la población son las siguientes:



9.4.3.6. Economía.

La parroquia Antonio José Holguín existe un índice de pobreza del 76,2 % que corresponde a 2029 habitantes debido a la escasa oportunidad de empleo, deficiente preparación académica, a pesar de contar con los recursos necesarios para tener una agricultura sostenible y sustentable como tierras fértiles, acceso al agua de riego, mercados de comercialización cercanos.

En cuanto a otras fuentes de empleo los habitantes de la parroquia buscan la manera de subsistencia ya sea con un negocio propio tales como tienda, bazar, restaurant, entre otros pequeños negocios, otro porcentaje trabaja en instituciones públicas, privadas, algunos habitantes se dedica a la agricultura como modo de subsistencia (Heredia E, 2015, pág. 88)

La población económicamente activa es del 64,06 son de sexo masculino, mientras que el 35,94% corresponde al sexo femenino, dándose una diferencia notable de las

personas con potencial de trabajar en el sector entre hombres y mujeres, mientras la población económica mente inactiva suman 1364 personas, el 56,01 % corresponde a estudiantes, el 28,67 % pertenece a las amas de casa, mientras que el 13,20 representa a personas discapacitadas, finalmente el 2,13 % corresponden a jubilados (Actualización del plan de desarrollo y ordenamiento territorial, 2015, págs. 89 - 92).

Otra manera de impulsar la economía en el sector son los microcréditos que brinda la Diócesis de Latacunga, con el proyecto social denominado Banquitos comunales cuyo objetivo es apoyar económicamente a la población con el fin ir mejorando así su economía familiar y así impulsar micro negocios como tiendas de abarrotes con los productos de la canasta básica, restaurantes, panadería, bazar, carpintería, artesanías y maquiladoras.

Mientras que el MAGAP promueve la agricultura de 210 ha en las cuales existen cultivos predominantes de maíz, papas, tomate de riñón, hortalizas y pastos que se utilizan para la ganadería y alimentación para las especies menores.

9.5. Identificación de impactos ambientales.

Para la identificación existen diversas metodologías o herramientas con diferentes enfoques, desarrolladas para identificar, predecir y valorar los impactos ambientales provocados por un proyecto. Éstas permiten reconocer qué variables pueden ser afectadas de manera significativa, contribuyendo a una mejor protección de los recursos.

Los métodos de mayor relevancia que permiten identificar los impactos ambientales son: las reuniones de expertos, las listas de chequeo o verificación, los diagramas de

flujo, la cartografía ambiental o superposición de mapas, las redes y las matrices causa-efecto (Espinoza, 2001, pág. 16).

Con el fin de identificar y valorar los impactos ambientales negativos y positivos que de producirían por la construcción y operación de las vías en la parroquia, se procedió a diseñar una Matriz de Impactos Ambientales, en la que las actividades están enlistadas en las columnas y constan de las siguientes etapas:

- Actividades de construcción
- Actividades de operación y mantenimiento.

Para la elaboración de la Matriz Ambiental del proyecto, se considera adecuado realizar un agrupamiento por tipo de actividades del proyecto, las que están incluidas en la siguiente tabla.

Tabla 84. Actividades a ejecutarse en el proyecto.

N°	ACTIVIDAD
	CONSTRUCCIÓN
1	Campamento
2	Cierre parcial de vías
3	Preparación del terreno
4	Excavaciones
5	Operación de la maquinaria
6	Transporte materiales
7	Disposición de materiales de desalojo
	OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO
8	Operación de las vías
9	Mantenimiento de las vías

Elaborado por: Autor.

9.5.1. Evaluación de los impactos ambientales.

La evaluación ambiental debe cumplir con el propósito de asegurarse que tanto los recursos naturales como el medio social y cultural sean considerados en los procesos de toma de decisión. De esta manera, se logra que las decisiones sean más informadas, lo cual transforma a la evaluación de impacto ambiental en un proceso de advertencia temprana y análisis continuo que protege el medio ambiente contra daños injustificados o no anticipados.

La evaluación de los impactos ambientales se llevará a cabo mediante el proceso de análisis de la matriz de valoración de impactos tanto cualitativa y cuantitativa, mismo que permite analizar los posibles efectos que se generarán en cada actividad, cumpliendo con los siguientes parámetros:

Carácter genérico del impacto o variación de la calidad ambiental. - Se refiere a si el impacto será positivo o negativo con respecto al estado pre operacional de la actividad.

Positivo (+): si el componente presenta una mejoría con respecto a su estado previo a la ejecución del proyecto.

Negativo (-): si el componente presenta deterioro con respecto a su estado previo a la ejecución del proyecto.

Duración del impacto. -Se refiere a la duración del impacto con relación al tiempo de

exposición de la actividad que lo genera.

Permanente: cuando la permanencia del impacto continúa aun cuando haya finalizado la actividad.

Temporal: si se presenta mientras se ejecuta la actividad y finaliza al terminar la misma.

Periódica: si se presenta en forma intermitente mientras dure la actividad que los provoca.

Intensidad del impacto. -Es la fuerza con la que el impacto alterará un componente ambiental.

Alta: alteración muy notoria y extensiva, que puede recuperarse a corto o mediano plazo, siempre y cuando exista una intervención oportuna y profunda del hombre, que puede significar costos elevados.

Moderada: alteración notoria, producida por la acción de una actividad determinada, donde el impacto es reducido y puede ser recuperado con una mitigación sencilla y poco costosa.

Baja: impactos que con recuperación natural o con una ligera ayuda por parte del hombre, es posible su recuperación.

Extensión del impacto. - Hace referencia a la extensión espacial que el efecto tendrá sobre el componente ambiental.

Regional: la región geográfica del proyecto

Local: aproximadamente tres kilómetros a partir de la zona donde se realizarán las actividades del proyecto.

Puntual: en el sitio en el cual se realizarán las actividades y su área de influencia directa.

Reversibilidad del impacto. - Implica la posibilidad, dificultad o imposibilidad de que el componente ambiental afectado retorne a su situación inicial, y la capacidad que tiene el ambiente para retornar a una situación de equilibrio dinámico similar a la inicial.

Irrecuperable: si el elemento ambiental afectado no puede ser recuperado.

Poco recuperable: señala un estado intermedio donde la recuperación será dirigida y con ayuda humana, a largo plazo (> 5 años).

Recuperable: si el elemento ambiental afectado puede volver a un estado similar a la inicial en forma natural (0 – 1 año).

Riesgo del impacto. - Expresa la probabilidad de ocurrencia del impacto en relación a los componentes ambientales analizados.

Alto: existe la certeza de que el impacto se produzca en forma real.

Medio: la condición intermedia de duda de que se produzca o no el impacto.

Bajo: no existe la certeza de que el impacto se produzca, es una probabilidad

Para este estudio, los valores asignados a las variables analizadas son los siguientes:

Tabla 85. Valores asignados al riesgo del impacto

VARIABLE	SÍMBOLO	CARÁCTER	VALOR ASIGNADO
Intensidad	i	Alta	3
		Moderada	2
		Baja	1
Extensión	E	Regional	3
		Local	2
		Puntual	1
Duración	D	Permanente	3
		Temporal	2
		Periódica	1
Reversibilidad	R	Irreversible	3
		Recuperable	2
		Reversible	1
Probabilidad	P	Alto	3
		Medio	2
		Bajo	1
Riesgo	Ri	Alto	3
		Medio	2
		Bajo	1

Fuente: (Estudio de impacto ambiental y plan de manejo, 2011, pág. 124)

El resultado final del proceso de evaluación de impactos deriva en la obtención de los valores de Importancia, Magnitud y Severidad.

Cálculo de la magnitud de los impactos. - Es el valor la del efecto de cada acción, basado en la sumatoria acumulada de los valores obtenidos para las variables intensidad, extensión y duración, la misma que se determinara por medio de la siguiente ecuación:

$$M = a * i + b * E + c * D$$

Donde los valores de a, b y c corresponden al peso de cada variable, así:

$$a = 0,40$$

$$b = 0,35$$

$$c = 0,25$$

Dónde:

i = Intensidad

E= Extensión

D = Duración

Cálculo de la importancia de los impactos. - Está dada en función de las características del impacto, de tal manera que su valor puede deducirse de la sumatoria acumulada de la intensidad, extensión, duración, reversibilidad y riesgo la misma que se determinara por medio de la siguiente ecuación:

$$I = 3 * i + 2 * E + D + R + Ri$$

Dónde:

i = Intensidad

E= Extensión

D = Duración

R = Riesgo

Para comprender de mejor manera los resultados obtenidos, se asigna un equivalente al valor calculado del impacto, tanto para la magnitud como para la importancia como se establece en la siguiente tabla:

Tabla 86. Rangos de comparación para Importancia y Magnitud

IMPORTANCIA	MAGNITUD	VALORACIÓN DEL IMPACTO
9-14	1.0-1.6	Bajo
15-22	1.7-2.3	Medio
23-27	2.4-3.0	Alto

Fuente: (Estudio de impacto ambiental y plan de manejo, 2011, pág. 126)

Cálculo de la severidad de los impactos. - La severidad se define como el grado total de afectación ocasionado sobre el componente ambiental. El valor se obtiene de multiplicar la magnitud por la importancia. El resultado se lo compara con la escala de valores asignado para el efecto:

Tabla 87. Criterios y valores para categorizar la Severidad del impacto

CRITERIO	DESCRIPCIÓN	CALIFICACIÓN
Compatible	Cuando la carencia del impacto o recuperación es inmediata tras del cese de la acción y no necesitan prácticas de protección	9-19
Moderado	Cuando la recuperación de las condiciones iniciales requerirá de cierto tiempo sin la necesidad de medidas de protección.	20-35
Severo	Cuando la magnitud del impacto exige la adecuación de prácticas de protección para la recuperación de las condiciones iniciales.	36-55
Crítico	Cuando la magnitud del impacto es superior al límite admisible ya que se produce una pérdida permanente de la calidad de las condiciones ambientales.	>56

Fuente: (Estudio de impacto ambiental y plan de manejo, 2011, pág. 126)

9.6. Plan de manejo ambiental.

Es el que contiene los lineamientos para el control y seguimiento de las actividades que pueden afectar a los componentes físico, biótico y socioeconómico-cultural, y tendrá la finalidad de prevenir, reducir, mitigar y controlar los impactos ambientales negativos que pueden presentarse en la etapa de operación y abandono del proyecto

(Estudio de impacto ambiental y plan de manejo, 2011, pág. 146).

Dicho esto el plan de manejo ambiental se implementará en la fase de construcción del proyecto, las mismas que deben ser programadas y ejecutadas a partir de la obtención del permiso ambiental.

9.6.1. Plan de prevención, mitigación y remediación de impactos

Tabla 88. Plan de Prevención y Mitigación de Impactos en el suelo

PROGRAMA DE PREVENCIÓN EN EL SUELO					
ASPECTO AMBIENTAL	IMPACTO IDENTIFICADO	MEDIDAS PROPUESTAS	INDICADORES	MEDIO DE VERIFICACIÓN	PLAZO (MESES)
Desbroce de la cobertura vegetal. Generación de polvo ruido, vibraciones por las excavaciones de (cunetas, aceras y bordillos)	Pérdida temporal de la cobertura vegetal y modificación del uso del suelo y erosión Deposición de polvo temporalmente en las hojas y flores de los cultivos. Desplazamiento temporal de los animales del lugar	A lo largo de las actividades constructivas, se mantendrán las labores de recolección selectiva y desalojo de diversos tipos de residuos (Fundas de cemento, tubos, tablas, envases de plástico). El contratista evitará la compactación del suelo donde no sea necesario	Se realizará el 100% de la limpieza del área del proyecto.	Fotografías, Facturas, Registro de generación del manejo de los desechos comunes.	6 meses

Elaborado por: Autor.

Tabla 89. Plan de Prevención y Mitigación de Impactos en el aire

PROGRAMA DE PREVENCIÓN EN EL AIRE					
ASPECTO AMBIENTAL	IMPACTO IDENTIFICADO	MEDIDAS PROPUESTAS	INDICADORES	MEDIO DE VERIFICACIÓN	PLAZO (MESES)
Generación de polvo ruido, vibraciones por las excavaciones de la subrasantes de las calzadas	Generación de polvo en mínimas cantidades.	Se humedecer el área del proyecto en la parte del centro poblado para minimizar el polvo provocado por las excavaciones, desbroce y limpieza del terreno y evitar las molestias a los habitantes.	Se humedecerá 2 veces al día con carros cisternas en el centro poblado durante los 6 meses donde se realizarán las excavaciones de la subrasantes de las vías.	Fotografías, Facturas.	6 mes
	Generación de ruido y molestia en los habitantes de la comunidad beneficiaria	Se debe elegir equipos y maquinarias que sean poco ruidosos, además se debe efectuar mantenimiento adecuado a los equipos que se van a utilizar.	Se utilizará el 100% de equipos que no generen demasiado ruido.	Fotografías. Registro de equipos a utilizarse.	6 meses.

Elaborado por: Autor.

Tabla 90. Plan de Prevención y Mitigación de Impactos del agua

PROGRAMA DE PREVENCIÓN EN EL AGUA					
ASPECTO AMBIENTAL	IMPACTO IDENTIFICADO	MEDIDAS PROPUESTAS	INDICADORES	MEDIO DE VERIFICACIÓN	PLAZO (MESES)
La contaminación del agua puede contaminarse en el desbroce y limpieza del sitio, por la captación.	Contaminación del agua temporalmente.	El Contratista deberá concienciar a los trabajadores a no abandonar desechos generados en las vertientes para que no se contaminen.	Realizar 1 capacitación a los trabajadores en el manejo de los desechos sólidos.	Fotografías. Registro de las capacitaciones al personal.	1 meses

Elaborado por: Autor

Tabla 91. Plan de Manejo de Desechos

PLAN DE DESECHOS COMUNES					
ASPECTO AMBIENTAL	IMPACTO IDENTIFICADO	MEDIDAS PROPUESTAS	INDICADORES	MEDIO DE VERIFICACIÓN	PLAZO (MESES)
Generación de restos de Desechos sólidos (arena, tablas, piedras, desechos de tarrinas plásticas, botellas plásticas)	Alteración visual Presencia de residuos sólidos comunes.	<p>Los trabajadores de la obra, serán los responsables de realizar la separación In-Situ de los desechos generados, separando de los comunes: papel, cartón y plástico. Los desechos comunes serán recolectados en lonas, para mayor facilidad en el momento de la recolección.</p> <p>Los residuos generados en el proyecto serán almacenados en tachos de diferentes colores con su respectiva señalización, los mismos serán entregados al recolector de basura del Municipio de Latacunga cada 8 días</p>	Se realizará el 100% de la limpieza del área del proyecto.	Fotografías, Facturas. Registro de generación y manejo de desechos.	6 meses

Elaborado por: Autor

Tabla 92. Plan de Seguridad y Salud Ocupacional

PROGRAMA DE SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL					
ASPECTO AMBIENTAL	IMPACTO IDENTIFICADO	MEDIDAS PROPUESTAS	INDICADORES	MEDIO DE VERIFICACIÓN	PLAZO (MESES)
Seguridad al personal que se encuentra laborando en el proyecto.	Protección a las personas.	Dotación de 40 equipos de seguridad (cascos no metálicos, guantes, orejeras, ponchos de agua)	Entrega de 40 equipos de protección al personal.	Facturas, fotografías. Registro de entrega de los EPP.	Los primeros días del mes.

Elaborado por: Autor.

Tabla 93. Plan de Seguridad

Programa de señalización					
ASPECTO AMBIENTAL	IMPACTO IDENTIFICADO	MEDIDAS PROPUESTAS	INDICADORES	MEDIO DE VERIFICACIÓN	PLAZO (MESES)
Evitar posibles accidentes en el proyecto.	Prevenir accidentes en la población.	Se colocará señales Informativa, Preventiva, Ambiental y Cintas de seguridad en el proyecto.	Se implementará el 100% de la señalización.	Facturas, fotografías, Informe.	6 meses.

Elaborado por: Autor.

Tabla 94. Plan de contingencia

PLAN DE CONTINGENCIAS					
ASPECTO AMBIENTAL	IMPACTO IDENTIFICADO	MEDIDAS PROPUESTAS	INDICADORES	MEDIO DE VERIFICACIÓN	PLAZO (MESES)
Evitar posibles derrames o accidentes en el proyecto.	Capacitar al personal respecto a los principales casos de emergencias o contingencias que son: incendios, derrames, accidentes de tránsito.	Dotación de un botiquín de primeros auxilios. Elaboración de una guía (Números de teléfonos de la policía, bomberos, hospital).	Se cumplirá al 100% con el número de capacitaciones	Fotografías Registros Guía.	1 mes

Elaborado por: Autor.

Tabla 95. Plan de Rehabilitación

PROGRAMA DE FORESTACIÓN CON PLANTAS NATIVAS					
ASPECTO AMBIENTAL	IMPACTO IDENTIFICADO	MEDIDAS PROPUESTAS	INDICADORES	MEDIO DE VERIFICACIÓN	PLAZO (MESES)
Cuidado y conservación del recurso suelo	Deterioro del recurso suelo	Forestar 500 plantas nativas para la conservación del recurso suelo, la siembra se la realizará con la comunidad afectada	Plantar 500 plantas en las áreas afectadas.	Registro fotográfico, Factura de compra de plantas nativas.	En el sexto mes.

Elaborado por: Autor.

Tabla 96. Plan de Cierre, Abandono y Entrega del Área

PROGRAMA DE RETIRO DE DESECHOS COMUNES Y ENTREGA DEL ÁREA					
ASPECTO AMBIENTAL	IMPACTO IDENTIFICADO	MEDIDAS PROPUESTAS	INDICADORES	MEDIO DE VERIFICACIÓN	PLAZO (MESES)
Por las actividades propias del proyecto del asfaltado se generará escombros y desechos comunes.	Generación de desechos sólidos en mínimas cantidades.	Se debe retirar todo elemento sobrante, como los restos de residuos de la obra (Tablas, restos, escombros)	Cubrir el 100% de la limpieza en el área del proyecto.	Registro fotográfico. Informe	Última semana del sexto mes.

Elaborado por: Autor.

9.6.1.1. Matrices de Leopold.

Consiste en un cuadro de doble entrada cuyas columnas están constituidas por diversos factores ambientales y las filas son acciones que pueden causar impactos. En cada celda se distingue entre magnitud e importancia del impacto, en una escala que va de 1-10 (Evaluación Ambiental, 2014, pág. 35).

La importancia de este método reside en:

1. Considera los posibles impactos de acciones proyectadas sobre diferentes factores ambientales.
2. Incorpora la consideración de magnitud e importancia de un impacto ambiental
3. Sirve como resumen de la información contenida en el informe de impacto ambiental

Tomando en consideración estos criterios la matriz se evalúa de la siguiente manera:

Tabla 97. Matriz de Leopold.

Acciones del proyecto causantes de posibles impactos ambientales		Modificación del régimen				Utilización de recursos naturales	Generación de residuos			Cambios en el medio	
		Expropiaciones	Pavimentación	Extracción de tierras (desmontes y terraplenes)	Tala de árboles	Suelo (parque de conservación)	Polvo	Luz	Ruido	Saneamiento de los pasos inferiores	
Medio físico	Suelo	-1 1	-2 2	-2 3	-2 1	-1 3				-1 1	-9 11
	Aire			-1 1	-1 1	-1 2	-3 3				-6 7
	Agua		-2 2	-2 2	-1 1	-3 2	-1 1			+1 1	-8 9
	Clima		-1 1	-1 1	-1 2		-1 1			-1 1	-5 6
Medio Biótico	Fauna	-2 2	-1 1	-1 3	-2 3	-1 2	-1 2	-3 2	-3 2	+3 3	-11 20
	Flora	-3 2	-1 1	-3 3	-3 3	-2 3	-2 3	-1 1	-1 1	-1 1	-17 18
Medio humano	Uso del suelo	-3 3	-1 2	-3 3	-2 2	-3 3				-1 1	-13 14
	Demografía						-2 3	-2 1	-3 3		-7 7
	Tráfico. Viabilidad		+3 3		+1 2		-1 1	-1 1	-1 1		+1 8
		-9 8	-5 12	-13 16	-11 15	-11 15	-11 14	-7 5	-8 7	0 8	75 100

Elaborado por: Autor.

Para elaborar esta matriz, se han utilizado las siguientes cualificaciones, en función de la magnitud del impacto y de la importancia de éste. Donde:

Magnitud:

- Impacto negativo
- + Impacto Positivo
- 1 Impacto Débil
- 2 Impacto Moderado
- 3 Impacto Fuerte

Importancia:

- 1 Baja
- 2 Media
- 3 Alta

A raíz de la elaboración de la Matriz de Leopold, se puede demostrar que las acciones del proyecto que causan mayor efecto en el medio ambiente son: la extracción de tierras, la tala de árboles y el parque de conservación. Mientras que los factores ambientales más perjudicados serán la fauna, la flora y el suelo en uso.

9.6.1.2. Criterios para ubicar escombreras.

Las escombreras son los sitios destinados para la disposición final de los escombros, materiales y elementos de construcción, demolición y capa orgánica, suelo y subsuelo de excavación. Se busca localizarlas principalmente en áreas cuyo paisaje se encuentra degradado, tales como minas y canteras abandonadas.

Se debe considerar siempre que, por los volúmenes que se van a disponer, se requieren áreas extensas, de preferencia en depresiones naturales fuera de cursos de agua o quebradas (Guía de manejo de escombros y otros residuos de la construcción, 2011, pág. 29).

Los siguientes son algunos lineamientos básicos para la ubicación de las escombreras:

- i. Para establecer los sitios de las escombreras, se requiere tener en cuenta la zonificación ambiental, evitar las áreas más sensibles, que el sitio proyectado permita la disposición de los escombros de una manera económica, y que se puedan prevenir y minimizar los efectos del impacto ambiental (Guía de manejo de escombros y otros residuos de la construcción, 2011, pág. 30).
- ii. El tamaño y la forma de las escombreras estará determinado por el volumen de estéril que se removerá para la extracción de estériles y escombros, así como material mineral. Tal cantidad de material dependerá no solamente de la estructura geológica del sitio de construcción y de la topografía del área, sino también del valor económico de la remoción de escombros y de los costos de extracción del estéril (Guía de manejo de escombros y otros residuos de la construcción, 2011, pág. 30).

9.6.1.3. Educación y concienciación ambiental a la comunidad.

El objetivo fundamental de este es Difundir y establecer procedimientos al personal que laborara en el proyecto para minimizar los riesgos operativos que se puedan

presentar en el desarrollo de las actividades, la misma que se detallan a continuación:

Tabla 98. Plan de Comunicación, Capacitación y Educación Ambiental

PROGRAMA DE EDUCACIÓN AMBIENTAL				
ASPECTO AMBIENTAL	IMPACTO IDENTIFICADO	MEDIDAS PROPUESTAS	INDICADORES	MEDIO DE VERIFICACIÓN
Desconocimiento de la población sobre la implantación del proyecto.	Concienciar a la población y los obreros sobre los posibles riesgos y medidas que se deberán realizar en la ejecución del proyecto	Realizar una capacitación a la población y a los obreros que se encuentra laborando sobre riesgos y medidas de prevención.	Se cumplirá al 100% con el número de capacitaciones.	Registro de asistencia. Fotografías. Informe

Elaborado por: Autor.

9.6.2. Seguimiento y monitoreo.

9.6.2.1. Seguimientos del plan de manejo ambiental.

Sirve para dar cumplimiento a la Ley de Gestión Ambiental respecto a los requisitos para la obtención del permiso ambiental se reunieron requerimientos previos como son la obtención del Certificado de intersección donde se informa que el proyecto, así como también cumplir con lo que establece la Ley de Gestión Ambiental en el artículo 28, donde menciona el derecho de toda persona natural o jurídica a participar en la Gestión Ambiental a través de los diversos mecanismos de participación social.

Tabla 99. Plan de Monitoreo y Seguimiento

PROGRAMA DE DIFUSIÓN Y SEGUIMIENTO DEL PMA				
ASPECTO AMBIENTAL	IMPACTO IDENTIFICADO	MEDIDAS PROPUESTAS	INDICADORES	MEDIO DE VERIFICACIÓN
Con el seguimiento y cumplimiento del PMA ayudaremos a la conservación de los Recursos naturales.	Cumplimiento de cada uno de los programas propuestos en este Plan de Manejo.	El seguimiento de las actividades del proyecto, así como de desarrollo de las actividades ambientales propuestas en el Plan de Manejo Ambiental, se realizará mediante inspecciones por lo que se contratará un Supervisor Ambiental el mismo que realizará 3 informes de seguimiento con visitas de una vez al mes durante los seis meses de la ejecución de la obra. Este rubro será contemplado como un costo Indirecto	Cumplimiento al 100% de Cronograma Valorado.	Informes. Fotografías. Facturas.

Elaborado por: Autor.

9.7. Tabla resumen medidas del PMA.

Tabla 100. Organigrama del estudio de impacto ambiental

PLAN	ACTIVIDAD	INDICADOR	MEDIO DE VERIFICACIÓN	RESPONSABLE
PLAN DE MITIGACIÓN	Se utilizará agua para control de polvos	Se regar 2 veces al día en las zonas pobladas	Facturas, Fotografías	Contratista
PLAN DE DESECHOS SÓLIDOS	Se clasificarán los desechos y se colocarán en Tachos, se mantendrán registros de la cantidad de desechos que se generan.	Volumen de desechos clasificados/volumen de desechos generados	Registro de generación y manejo	Contratista
PLAN DE RELACIONES COMUNITARIAS	Se realizará (1) Capacitación en el sector sobre el Manejo y Protección de los recursos agua, suelo y aire, para la comunidad.	Número de capacitaciones planificadas / número de capacitaciones ejecutadas	Registro de asistencia a las capacitaciones.	Contratista
PLAN DE EDUCACIÓN AMBIENTAL	Se realizará (1) Capacitación al personal que se encuentra laborando sobre riesgos y medidas de prevención	Número de capacitaciones planificadas / número de capacitaciones ejecutadas	Registro de asistencia a las capacitaciones.	Contratista

PLAN DE SEÑALIZACIÓN	Se colocarán (2) señales ambientales fijas (1,20x0.60)	Número de señales implantadas	Factura por pago de letreros. Fotografías, Informe	Contratista
	Se colocará (1) señal informativa móvil (1,20x 0,60)	Número de señales implantadas	Facturas, Fotografías	Contratista
	Se colocará (1) señal preventiva móvil (1,20x 0,60)	Número de señales implantadas	Facturas, Fotografías	Contratista
	Se colocara (2) vallas de advertencia	Número de señales implantadas	Factura por pago de letreros. Fotografías, Informe	Contratista
	Se colocará (1 rollo de cinta de seguridad y estacas.)	Rollo requerido/ rollo implementado	Factura por pago, Fotografías	Contratista.
PLAN DE CONTINGENCIA	Dotación de (1) botiquín de primeros auxilios	botiquín requerido/ botiquín implementado	Factura por pago, Fotografías	Contratista
	Implementar una guía de respuesta en caso de emergencia.	Guía implementada/ guía planificada.	Guía	Contratista
PLAN DE SEGURIDAD SALUD OCUPACIONAL	Dotación de (40) Equipos de Seguridad Laboral.	40 Equipos requeridos/ Equipos usados	Factura por pago, Fotografías	Contratista
PLAN DE SEGUIMIENTO Y MONITOREO	Se realizará el seguimiento y monitoreo del cumplimiento del Plan de Manejo Ambiental en todas sus fases.	Número de actividades implementadas / número de actividades planificadas	Cronograma valorado	GAD Parroquial

PLAN DE REHABILITACIÓN	Se forestarán 500 plantas nativas en las vertientes de la comunidad.	500 plantas nativas requeridas/ 500 plantas plantadas.	Factura por pago, Fotografías	Contratista
PLAN DE CIERRE Y ABANDONO	Se deberá retirar todo elemento sobrante como: tubería, escombros y estructuras provisionales.	Volumen de material generado/ volumen material retirado	Fotografías	Contratista

Elaborado por: Autor.

9.8. Costos ambientales.

Tabla 101. Costos ambientales

PLAN	ACTIVIDAD	MEDIO DE VERIFICACIÓN	RESPONSABLE	COSTO (USD)
PLAN DE MITIGACIÓN	Se utilizará agua para control de polvos	Facturas, Fotografías	Contratista	Costos Indirectos 50.000,00
PLAN DE DESECHOS SÓLIDOS	Se clasificarán los desechos y se colocarán en Tachos, se mantendrán registros de la cantidad de desechos que se generan.	Registro de generación y manejo	Contratista	Costos Indirectos 180,00
PLAN DE RELACIONES COMUNITARIAS	Se realizará (1) Capacitación en el sector sobre el Manejo y Protección de los recursos agua, suelo y aire, para la comunidad.	Registro de asistencia a las capacitaciones.	Contratista	Costos Directos 300,00

PLAN DE EDUCACIÓN AMBIENTAL	Se realizará (1) Capacitación al personal que se encuentra laborando sobre riesgos y medidas de prevención	Registro de asistencia a las capacitaciones.	Contratista	Costos Indirectos 100,00
PLAN DE SEÑALIZACIÓN	Se colocarán (2) señales ambientales fijas (1,20x0.60)	Factura por pago de letreros. Fotografías, Informe	Contratista	Costos Directos \$ 173,16
	Se colocará (1) señal informativa móvil (1,20x 0,60)	Facturas, Fotografías	Contratista	Costos Indirecto 86,58
	Se colocará (1) señal preventiva móvil (1,20x 0,60)	Facturas, Fotografías	Contratista	Costo Indirecto 86,58
	Se colocara (2) vallas de advertencia	Factura por pago de letreros. Fotografías, Informe	Contratista	Costos Indirectos 173,16
	Se colocará (1 rollo de cinta de seguridad y estacas.)	Factura por pago, Fotografías	Contratista.	Costos Indirectos 115,44
PLAN DE CONTINGENCIA	Dotación de (1) botiquín de primeros auxilios	Factura por pago, Fotografías	Contratista	Costos Indirectos 100,00
	Implementar una guía de respuesta en caso de emergencia.	Guía	Contratista	Costos Indirectos 50.00
PLAN DE SEGURIDAD SALUD OCUPACIONA	Dotación de (40) Equipos de Seguridad Laboral.	Factura por pago, Fotografías	Contratista	Costos Indirectos 700,00

L				
PLAN DE SEGUIMIENTO Y MONITOREO	Se realizará el seguimiento y monitoreo del cumplimiento del Plan de Manejo Ambiental en todas sus fases.	Cronograma valorado	GAD parroquial	Costos Directos 6.800,00
PLAN DE REHABILITACIÓN	Se forestarán 500 plantas nativas en las vertientes de la comunidad.	Factura por pago, Fotografías	Contratista	Costos Indirectos 500,00
PLAN DE CIERRE Y ABANDONO	Se deberá retirar todo elemento sobrante como: tubería, escombros y estructuras provisionales.	Fotografías	Contratista	Costos Indirectos 400,00
TOTAL	\$ 9.814,92			

Elaborado por: Autor.

Capítulo 10

10. Análisis de costo y presupuesto

10.1. Presupuesto de obra.

Se lo definen como la valoración o estimación económica a priori de un producto o servicio. Se basa en la previsión del total de los costos involucrados en la construcción de la obra, incrementados con el margen de beneficio que se tenga previsto.

La importancia del presupuesto de obra de un proyecto de construcción es muy considerable por ser el documento básico que establece el marco económico para la ejecución de las obras.

Para conocer el presupuesto de obra de un proyecto se deben seguir los siguientes pasos básicos:

- Registrar y detallar los distintos conceptos de obra que intervengan en el proyecto.
- Hacer las cuantificaciones y anotaciones de cada concepto de obra.
- Conocer el precio unitario de cada concepto de obra.
- Multiplicar el precio unitario de cada concepto por su medición respectiva.

10.1.1. Cantidades de obra.

Las cantidades de obra para el proyecto serán calculadas en base a las diversas actividades en el proceso constructivo para lo cual nos ayudaremos de los siguientes ítems:

- Planos del Diseño geométrico definitivo
- Sección típica.
- Diseño Hidráulico.
- Diseño de la estructura de la vía
- Movimientos de tierra.
- Señalización.
- Evaluación de Impactos ambientales
- Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes MOP-001-F-2002.

Tabla 102. Cantidades de obra

N°	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD
1	REPLANTEO		
2	Replanteo y nivelación (Eq. Topográfico)	km	3.60
3	Replanteo y nivelación para estructuras menores	m2	914.75
4	TERRACERÍA		
5	Desbroce, desbosque y limpieza	ha	0.72
6	Excavación en suelo sin clasificar	m3	2,916.00
7	Excavación para cunetas y encauzamientos a maquina	m3	489.60
8	Excavación y relleno para estructuras	m3	2,026.76
9	Limpieza de Alcantarillas	m3	40.00
10	TRANSPORTE		
11	Transporte de material de excavación (transp libre 500m)	m3/km	29,334.74

12	Transporte de Sub-Base Clase 3 y Base Clase 4, DMT = 10 Km	m3/km	136,488.00
13	Transporte de mezcla asfáltica, DMT = 35 Km	m3/km	53,298.00
14	CALZADA		
15	Base Clase 4, e= 20 cm	m3	5,076.00
16	Sub Base Clase 3, para cajoneras y Conformación de la subrasante	m3	6,298.00
17	Asfaltado RC-250 para Imprimación. 1.50 litros/m2	lts	38,070.00
18	Capa de Rodadura de Hormigón Asfáltico mezclado en planta de 5cm de espesor	m2	25,380.00
19	HORMIGONES		
20	Hormigón Simple Cemento Portland Clase B f'c=210 kg/cm2. Cabezales, muros de ala, muros de contención) y Alcant). Incl.Encofrado	m3	505.75
21	Hormigón Ciclópeo (40% Piedra + 60% H.S9. f'c=180 kg/cm2. Incl Encofrado	m3	121.50
22	Hormigón Simple Cemento Portland Clase B f'c= 210 kg/cm2. Cunetas).Incl.Encofrado	m3	289.00
23	Acero de refuerzo en Barras Fy=4200 Kg/cm2	Kg	12,006.83
24	Horrigan cemento portland clase c, f'c= 180 kg/cm2.replanto. incl encof	m3	52.00
25	Hormigón estructural cemento portland clase B, f'c=210 kg/cm2. zapata. incl. encofrado	m3	208.00
26	Empedrado base e=15 cm	m2	80.00

27	Hormigón Simple f'c=210 kg/cm2. Losa Tapa. incl. encofrado	m3	10.00
28	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2.piso solera. incl. encofrado, e= 0.12 m	m3	14.40
29	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2, Pared.Muro + Encofrado	m3	19.20
30	Dren de PVC 110 mm	m	85.00
31	ALCANTARILLADO TUBO DE METAL CORRUGADO		
32	Sum e instalac de alcantarilla Metalica. galvanizada, armico PM-100, Diámetro 2.40 m, espesor e= 3.50 mm.	m	12.00
33	ACERAS Y BORDILLOS DE HORMIGÓN		
34	Bordillos de Hormigón Simple f'c= 180 kg/cm2 (0.15*0.20*0.50)	ml	5,400.00
35	Aceras de Hormigón Simple f'c= 180 kg/cm2 (h= 7cm), y cama de piedra bola h=15 cm	m2	310.00
36	Refacción de pozos (alzada o bajada 0.40 m)	u	16.00
37	ESCOBRERAS		
38	Control y reconfomación de materiales excedentes en escombreras	m3	31,874.16
39	IMPACTO AMBIENTAL		
40	Campamento y Obras Conexas	Glb	1.00
41	Trampa de Grasas y aceites	u	2.00
42	Fosa de desechos Biodegradables	u	2.00

43	Fosa Séptica	u	1.00
44	Letrina Sanitaria	u	2.00
45	Agua para control de Polvos	m3	1,500.00
46	Área Plantada (Árboles y Arbustos), incluye control fitosanitario	u	1.00
47	Charlas de Concientización	u	2.00
48	Charlas de Adiestramiento	u	2.00
49	SEÑALIZACIÓN		
50	Marcas de pavimento (pintura reflectiva, franjas de 12 cm de ancho)	m	10,800.00
51	Marcas sobresalidas del Pavimento - Tachas Reflectivas	u	1,200.00
52	Señal Vertical - Reglamentarias (0.75X0.75) m, Incluye pintura reflectiva	u	12.00
53	Señales Vertical. Preventivas (0.75x0.60)m, incluye pintura reflectiva	u	12.00
54	Señal Vertical - Preventivas (0.75x0.75) m, (amarillo.negro). incluye pintura reflectiva	u	12.00
55	Señal Vertical .Inf.Ambiental (60x120)cm. (verde-blanco)	u	4.00
56	Señal Indicadoras (Serie postes).Kilometraje (0.3x0.50)m.Incluy Pintura Reflect	u	10.00
57	Sum e inst Valla Informativa 2 caras Estruc Metálica de 10 x 1.20 m. Dados H.S. Pintura	u	1.00

Elaborado por: Autor.

10.2. Análisis de precios unitarios.

Se considerará como precio unitario a la remuneración o pago total que debe cubrirse al contratista por unidad de concepto terminado, ejecutado conforme al proyecto, las mimas que deben ser acompañadas con el fiel cumplimiento de las especificaciones de construcción y normas de calidad, el mismo que se integra con los costos directos correspondientes al concepto de trabajo, los costos indirectos, el costo por financiamiento, el cargo por la utilidad del contratista y los cargos adicionales

Costos directos: se define como: "la suma de los costos de materiales, mano de obra y equipo necesario para la realización de un proceso productivo"

La secuencia para la elaboración del costo directo es como sigue:

- Planos y especificaciones
- Lista de materiales
- Maquinaria y equipo
- Mano de Obra

Costos indirectos: Se denominan a toda erogación necesaria para la ejecución de un proceso constructivo del cual se derive un producto; pero en el cual no se incluya mano de obra, materiales ni maquinaria.

Tabla 103. Presupuesto

Nro	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL
1	REPLANTEO			0	3,978.79
2	Replanteo y nivelación (Eq. Topográfico)	km	3.6	607.19	2,185.88
3	Replanteo y nivelación para estructuras menores	m2	914.75	1.96	1,792.91
4	TERRACERIA			0	19,773.48
5	Desbroce, desbosque y limpieza	ha	0.72	318.51	229.33
6	Excavación en suelo sin clasificar	m3	2,916.00	2.04	5,948.64
7	Excavación para cunetas y encauzamientos a maquina	m3	489.6	2.67	1,307.23
8	Excavación y relleno para estructuras	m3	2,026.76	5.81	11,775.48
9	Limpieza de Alcantarillas	m3	40	12.82	512.8
10	TRANSPORTE			0	62,419.77
11	Transporte de material de excavación (transp libre 500m)	m3/km	29,334.74	0.28	8,213.73
12	Transporte de SubBase Clase 3 y Base Clase 4, DMT = 10 Km	m3/km	136,488.00	0.28	38,216.64
13	Transporte de mezcla asfáltica, DMT = 35 Km	m3/km	53,298.00	0.3	15,989.40
14	CALZADA			0	327,265.70
15	Base Clase 4, e= 20 cm	m3	5,076.00	8.3	42,130.80
16	Sub Base Clase 3, para cajoneras y Conformación de la subrasante	m3	6,298.00	8.3	52,273.40
17	Asfaltado RC-250 para Imprimación. 1.50 litros/m2	lts	38,070.00	0.69	26,268.30
18	Capa de Rodadura de Hormigón Asfáltico mezclado en planta de 5cm de espesor	m2	25,380.00	8.14	206,593.20
19	HORMIGONES			0	222,618.61
20	Hormigón Simple Cemento Portland Clase B f'c=210 kg/cm2. Cabezales, muros de ala,	mm3	505.75	169.86	85,906.70
21	Hormigón Ciclopeo (40% Piedra + 60% H.S9. f'c=180 kg/cm2. Incl Encofrado	m3	121.5	123.77	15,038.06
22	Hormigón Simple Cemento Portland Clase B f'c= 210 kg/cm2. Cunetas).Incl.Encofrado	m3	289	167.72	48,471.08
23	Acero de refuerzo en Barras Fy=4200 Kg/cm2	Kg	12,006.83	2.02	24,253.80
24	Hormigón cemento portland clase c, f'c= 180 kg/cm2.replantillo. incl encof	m3	52	124.06	6,451.12
25	Hormigón estructural cemento portland clase B, f'c=210 kg/cm2. zapata. incl. encofrado	m3	208	165.31	34,384.48
26	Empedrado base e=15 cm	m2	80	4.53	362.4
27	Hormigón Simple f'c=210 kg/cm2. Losa Tapa. incl. encofrado	m3	10	160.2	1,602.00
28	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2.piso solera. incl. encofrado, e= 0.12 m	m3	14.4	161.88	2,331.07
29	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2, Pared.Muro + Encofrado	m3	19.2	169.94	3,262.85
30	Dren de PVC 110 mm	m	85	6.53	555.05
31	ALCANTARILLADO TUBO DE METAL CORRUGADO			0	10,683.60
32	Sum e instalac de alcantarilla Metalica. galvanizada, armico PM-100, Diámetro 2.40 m,	m	12	890.3	10,683.60
33	ACERAS Y BORDILLOS DE HORMIGON			0	117,535.76
34	Bordillos de Hormigón Simple f'c= 180 kg/cm2 (0.15*0.20*0.50)	ml	5,400.00	20.71	111,834.00
35	Aceras de Hormigón Simple f'c= 180 kg/cm2 (h= 7cm), y cama de piedra bola h=15 cm	m2	310	15.68	4,860.80
36	Refacción de pozos (alzada o bajada 0.40 m)	u	16	52.56	840.96
37	ESCOMBRERAS			0	25,818.07
38	Control y reconformación de materiales excedentes en escombreras	m3	31,874.16	0.81	25,818.07
39	IMPACTO AMBIENTAL			0	11,278.38
40	Campamento y Obras Conexas	Glb	1	2,656.58	2,656.58
41	Trampa de Grasas y aceites	u	2	158.01	316.02
42	Fosa de desechos Biodegradables	u	2	112.45	224.9
43	Fosa Séptica	u	1	390.01	390.01
44	Letrina Sanitaria	u	2	458.37	916.74
45	Agua para control de Polvos	m3	1,500.00	3.92	5,880.00
46	Area Plantada (Arboles y Arbustos), incluye control fitosanitario	u	1	4.75	4.75
47	Charlas de Concientización	u	2	282.53	565.06
48	Charlas de Adiestramiento	u	2	162.16	324.32
49	SEÑALIZACION			0	28,207.14
50	Marcas de pavimento (pintura reflectiva, franjas de 12 cm de ancho)	m	10,800.00	0.71	7,668.00
51	Marcas sobresalidas del Pavimento - Tachas Reflectivas	u	1,200.00	6.16	7,392.00
52	Señal Vertical - Reglamentarias (0.75x0.75) m, incluye pintura reflectiva	u	12	131.97	1,583.64
53	Señales Vertical.Preventivas (0.75x0.60)m, incluye pintura reflectiva	u	12	131.08	1,572.96
54	Señal Vertical - Preventivas (0.75x0.75)m, (amarillo.negro). incluye pintura reflectiva	u	12	131.97	1,583.64
55	Señal Vertical .Inf.Ambiental (60x120)cm. (verde-blanco)	u	4	218.99	875.96
56	Señal Indicadoras (Serie postes).Kilometraje (0.3x0.50)m.Incluy Pintura Reflect	u	10	218.99	2,189.90
57	Sum e inst Valla Informativa 2 caras Estruc Metalica de 10 x 1.20 m. Dados H.S. Pintura	u	1	5,341.04	5,341.04
		TOTAL:			829,579.30

Elaborado por: Autor.

El análisis de precios unitarios de cada rubro se puede visualizar en el anexo.

10.3. Cronograma valorado de ejecución.

Es un documento que contiene la programación de cada rubro de obra en el plazo de ejecución del contrato, con valoración mensual de cada rubro, y el total mensual de todos los rubros a ejecutar mes a mes, lo que permite establecer un programa de inversiones que puede ser controlado cada mes por el Fiscalizador (Estudios de Evaluación, Factibilidad y Diseños Definitivos del Sistema Regional de Agua Potable Esmeraldas, 2015, pág. 2)-

La ejecución del proyecto se llevará a cabo en un periodo de 4 meses.

10.4. Cálculo de los beneficios valorados.

Las vías que se abordan en este estudio, se encuentra ubicada dentro una zona rural en la parroquia Antonio José Holguín, por lo cual no se considera la instalación de un peaje, por tal motivo, no generará ingresos económicos, pero si un beneficio socio económico ya que la población aumentaría su calidad, el principal beneficio que se produce es la reducción de los costos de transporte. Esta disminución, se materializa en todas las actividades que se realicen en la zona del proyecto y que estén relacionadas con el mercado de transporte.

La disminución en los costos de transportes se verá reflejada en una mayor rentabilidad de las actividades que realizan, ya que pagarán menores costos de flete, ahorros en el tiempo de traslado

A continuación, se mencionan los indicadores y componentes a ser analizados, los mismos que generarán beneficios sociales que generará el proyecto

- Costo de combustible \$/galón
- Costo de neumáticos \$/neumático
- Costo de amortiguadores \$/amortiguador
- Costo de sistemas de frenos \$/zapata
- Costo por cambios de aceite \$/cambio de aceite
- Transporte de productos \$/flete

Costo de Combustibles: se asume que consume un galón al recorrer 50 Km para vehículos livianos y para camiones al recorrer 30 km. El costo del combustible de gasolina es de \$ 2.20 y diésel es \$1.05.

Tabla 104. Cálculo Beneficio uso de Combustible vehicular al año.

TIPO DE VEHICULO	TPDA vehículo	VIA (Km)	N° DE VIAJES	GALONES UTILIZADOS	COSTO DE CONBUSTIBLES ANUAL	TOTAL COSTO DE COMBUSTIBLE
LIVIANOS	131	1.779	2	0.036	\$ 57.14	\$ 7,475.49
BUSES	4	1.779	6	0.059	\$ 136.35	\$ 570.20
CAMIONES 2 EJES	22	1.779	4	0.059	\$ 90.90	\$ 1,973.09
CAMIONES 3 EJES	16	1.779	4	0.059	\$ 90.90	\$ 1,466.24
VOLQUETAS 2 EJES	3	1.779	2	0.059	\$ 45.45	\$ 126.71
TANQUEROS 2 EJES	2	1.779	2	0.059	\$ 45.45	\$ 99.56
MAQUINARIA AGRICOLA	7	1.779	2	0.059	\$ 45.45	\$ 307.73
CONSUMO DE COMBUSTIBLE ANUAL SIN EJECUCION DEL PROYECTO (A)						\$ 12,019.02
TIPO DE VEHICULO	TPDA vehículo	VIA (Km)	N° DE VIAJES	GALONES UTILIZADOS	COSTO DE CONBUSTIBLES ANUAL	TOTAL COSTO DE COMBUSTIBLE
LIVIANOS	131	1.775	2	0.035	\$ 57.01	\$ 7,458.81
BUSES	4	1.775	6	0.059	\$ 136.05	\$ 568.93
CAMIONES 2 EJES	22	1.775	4	0.059	\$ 90.70	\$ 1,968.68
CAMIONES 3 EJES	16	1.775	4	0.059	\$ 90.70	\$ 1,462.97
VOLQUETAS 2 EJES	3	1.775	2	0.059	\$ 45.35	\$ 126.43
TANQUEROS 2 EJES	2	1.775	2	0.059	\$ 45.35	\$ 99.34
MAQUINARIA AGRICOLA	7	1.775	2	0.059	\$ 45.35	\$ 307.04
CONSUMO DE COMBUSTIBLE ANUAL CON LA EJECUCION DEL PROYECTO (B)						\$ 11,992.19
AHORRO DEL CONSUMO DE COMBUSTIBLE ANUAL (A-B)						\$ 26.82

Elaborado por: Autor.

Lubricantes. Para el costo del uso de lubricantes se estima los vehículos realiza al menos un cambio cada 3.000 km, para vehículos livianos el costo es de \$30 y para camiones es \$45.

Tabla 105. Cálculo Beneficio Cambios Lubricantes al año.

TIPO DE VEHICULO	TPDA vehículo	VIA (Km)	N° DE VIAJES	RECORRIDO ANUAL (Km)	N° DE CAMBIO DE ACEITE	COSTO DE CADA CAMBIO DE ACEITE	COSTO DE CAMBIO DE ACEITE	TOTAL COSTO DE CAMBIO DE ACEITE
LIVIANOS	131	1.779	2	1298.62	0.433	\$ 30.00	\$ 12.99	\$ 1,698.97
BUSES	4	1.779	6	3895.86	1.299	\$ 45.00	\$ 58.44	\$ 244.37
CAMIONES 2 EJES	22	1.779	4	2597.24	0.866	\$ 45.00	\$ 38.96	\$ 845.61
CAMIONES 3 EJES	16	1.779	4	2597.24	0.866	\$ 45.00	\$ 38.96	\$ 628.39
VOLQUETAS 2 EJES	3	1.779	2	1298.62	0.433	\$ 45.00	\$ 19.48	\$ 54.31
TANQUEROS 2 EJES	2	1.779	2	1298.62	0.433	\$ 45.00	\$ 19.48	\$ 42.67
MAQUINARIA AGRICOLA	7	1.779	2	1298.62	0.433	\$ 45.00	\$ 19.48	\$ 131.88
CONSUMO DE COMBUSTIBLE ANUAL SIN EJECUCION DEL PROYECTO (A)								\$ 3,646.20
TIPO DE VEHICULO	TPDA vehículo	VIA (Km)	N° DE VIAJES	RECORRIDO ANUAL (Km)	N° DE CAMBIO DE ACEITE	COSTO DE CADA CAMBIO DE ACEITE	COSTO DE CAMBIO DE ACEITE	TOTAL COSTO DE CAMBIO DE ACEITE
LIVIANOS	131	1.775	2	1295.72	0.432	\$ 30.00	\$ 12.96	\$ 1,695.18
BUSES	4	1.775	6	3887.16	1.296	\$ 45.00	\$ 58.31	\$ 243.83
CAMIONES 2 EJES	22	1.775	4	2591.44	0.864	\$ 45.00	\$ 38.87	\$ 843.72
CAMIONES 3 EJES	16	1.775	4	2591.44	0.864	\$ 45.00	\$ 38.87	\$ 626.99
VOLQUETAS 2 EJES	3	1.775	2	1295.72	0.432	\$ 45.00	\$ 19.44	\$ 54.18
TANQUEROS 2 EJES	2	1.775	2	1295.72	0.432	\$ 45.00	\$ 19.44	\$ 42.57
MAQUINARIA AGRICOLA	7	1.775	2	1295.72	0.432	\$ 45.00	\$ 19.44	\$ 131.59
CONSUMO DE COMBUSTIBLE ANUAL CON LA EJECUCION DEL PROYECTO (B)								\$ 3,638.06
AHORRO DEL CONSUMO DE COMBUSTIBLE ANUAL (A-B)								\$ 8.14

Elaborado por: Autor.

Neumáticos. El uso de neumáticos se estima que se realiza un cambio a los 30.000 km, en vehículos livianos el costo por cada juego llanta es \$285 se requiere 4 llantas y vehículos pesados es de \$840 que requiere 6 llantas.

Tabla 106. Cálculo Beneficio Cambio de neumáticos de los vehículos al año

TIPO DE VEHICULO	TPDA vehículo	VIA (Km)	N° DE VIAJES	RECORRIDO ANUAL (Km)	N° DE CAMBIO DE NEUMATICOS	COSTO DE NEUMATICOS	TOTAL COSTO DE NEUMATICOS
LIVIANOS	131	1.779	2	1298.62	0.043	\$ 285.00	\$ 1,614.03
BUSES	4	1.779	6	3895.86	0.130	\$ 840.00	\$ 456.16
CAMIONES 2 EJES	22	1.779	4	2597.24	0.087	\$ 840.00	\$ 1,578.47
CAMIONES 3 EJES	16	1.779	4	2597.24	0.087	\$ 840.00	\$ 1,172.99
VOLQUETAS 2 EJES	3	1.779	2	1298.62	0.043	\$ 840.00	\$ 101.37
TANQUEROS 2 EJES	2	1.779	2	1298.62	0.043	\$ 840.00	\$ 79.65
MAQUINARIA AGRICOLA	7	1.779	2	1298.62	0.043	\$ 840.00	\$ 246.18
CONSUMO DE COMBUSTIBLE ANUAL SIN EJECUCION DEL PROYECTO (A)							\$ 5,248.85
TIPO DE VEHICULO	TPDA vehículo	VIA (Km)	N° DE VIAJES	RECORRIDO ANUAL (Km)	N° DE CAMBIO DE NEUMATICOS	COSTO DE NEUMATICOS	TOTAL COSTO DE NEUMATICOS
LIVIANOS	131	1.775	2	1295.72	0.043	\$ 285.00	\$ 1,610.42
BUSES	4	1.775	6	3887.16	0.130	\$ 840.00	\$ 455.15
CAMIONES 2 EJES	22	1.775	4	2591.44	0.086	\$ 840.00	\$ 1,574.95
CAMIONES 3 EJES	16	1.775	4	2591.44	0.086	\$ 840.00	\$ 1,170.37
VOLQUETAS 2 EJES	3	1.775	2	1295.72	0.043	\$ 840.00	\$ 101.14
TANQUEROS 2 EJES	2	1.775	2	1295.72	0.043	\$ 840.00	\$ 79.47
MAQUINARIA AGRICOLA	7	1.775	2	1295.72	0.043	\$ 840.00	\$ 245.63
CONSUMO DE COMBUSTIBLE ANUAL CON LA EJECUCION DEL PROYECTO (B)							\$ 5,237.14
AHORRO DEL CONSUMO DE COMBUSTIBLE ANUAL (A-B)							\$ 11.71

Elaborado por: Autor.

Amortiguadores. Para el costo de uso de amortiguadores se estima que se realizara un cambio a los 30.000 km con la vía sin proyecto y con proyecto a los 40.000 km, el precio se considera \$180,00 para vehículos livianos y \$365,00 para vehículos pesados.

Tabla 107. Cálculo Beneficio Cambio de los amortiguadores de los vehículos al año.

TIPO DE VEHICULO	TPDA vehículo	VIA (Km)	N° DE VIAJES	RECORRIDO ANUAL (Km)	N° DE CAMBIO DE AMORTIGUADO R	COSTO DE AMORTIGUADORES	COSTO TOTAL DE AMORTIGUADORES
LIVIANOS	131	1.779	2	1298.62	0.043	\$ 180.00	\$ 1,019.38
BUSES	4	1.779	6	3895.86	0.130	\$ 365.00	\$ 198.21
CAMIONES 2 EJES	22	1.779	4	2597.24	0.087	\$ 365.00	\$ 685.88
CAMIONES 3 EJES	16	1.779	4	2597.24	0.087	\$ 365.00	\$ 509.69
VOLQUETAS 2 EJES	3	1.779	2	1298.62	0.043	\$ 365.00	\$ 44.05
TANQUEROS 2 EJES	2	1.779	2	1298.62	0.043	\$ 365.00	\$ 34.61
MAQUINARIA AGRICOLA	7	1.779	2	1298.62	0.043	\$ 365.00	\$ 106.97
CONSUMO DE COMBUSTIBLE ANUAL SIN EJECUCION DEL PROYECTO (A)							\$ 2,598.80
TIPO DE VEHICULO	TPDA vehículo	VIA (Km)	N° DE VIAJES	RECORRIDO ANUAL (Km)	N° DE CAMBIO DE AMORTIGUADO R	COSTO DE NEUMATICOS	TOTAL COSTO DE NEUMATICOS
LIVIANOS	131	1.775	2	1295.72	0.032	\$ 180.00	\$ 762.83
BUSES	4	1.775	6	3887.16	0.097	\$ 365.00	\$ 148.33
CAMIONES 2 EJES	22	1.775	4	2591.44	0.065	\$ 365.00	\$ 513.26
CAMIONES 3 EJES	16	1.775	4	2591.44	0.065	\$ 365.00	\$ 381.42
VOLQUETAS 2 EJES	3	1.775	2	1295.72	0.032	\$ 365.00	\$ 32.96
TANQUEROS 2 EJES	2	1.775	2	1295.72	0.032	\$ 365.00	\$ 25.90
MAQUINARIA AGRICOLA	7	1.775	2	1295.72	0.032	\$ 365.00	\$ 80.05
CONSUMO DE COMBUSTIBLE ANUAL CON LA EJECUCION DEL PROYECTO (B)							\$ 1,944.75
AHORRO DEL CONSUMO DE COMBUSTIBLE ANUAL (A-B)							\$ 654.05

Elaborado por: Autor.

Sistema de Frenos: se estima que se realizara un cambio a los 30.000 km; los precios de estiman entre \$210,00 para vehículos livianos y \$495,00 para vehículos pesados.

Tabla 108. Cálculo Beneficios Cambio de Sistema de Frenos los vehículos al año.

TIPO DE VEHICULO	TPDA vehículo	VIA (Km)	N° DE VIAJES	RECORRIDO ANUAL (Km)	N° DE CAMBIO DE SISTEMA FRENOS	COSTO DE SISTEMA DE FRENOS	COSTO TOTAL DE SISTEMA DE FRENOS
LIVIANOS	131	1.779	2	1298.62	0.043	\$ 210.00	\$ 1,189.28
BUSES	4	1.779	6	3895.86	0.130	\$ 495.00	\$ 268.81
CAMIONES 2 EJES	22	1.779	4	2597.24	0.087	\$ 495.00	\$ 930.17
CAMIONES 3 EJES	16	1.779	4	2597.24	0.087	\$ 495.00	\$ 691.23
VOLQUETAS 2 EJES	3	1.779	2	1298.62	0.043	\$ 495.00	\$ 59.74
TANQUEROS 2 EJES	2	1.779	2	1298.62	0.043	\$ 495.00	\$ 46.94
MAQUINARIA AGRICOLA	7	1.779	2	1298.62	0.043	\$ 495.00	\$ 145.07
CONSUMO DE COMBUSTIBLE ANUAL SIN EJECUCION DEL PROYECTO (A)							\$ 3,331.23
TIPO DE VEHICULO	TPDA vehículo	VIA (Km)	N° DE VIAJES	RECORRIDO ANUAL (Km)	N° DE CAMBIO DE SISTEMA FRENOS	COSTO DE SISTEMA DE FRENOS	COSTO TOTAL DE SISTEMA DE FRENOS
LIVIANOS	131	1.775	2	1295.72	0.043	\$ 210.00	\$ 1,186.63
BUSES	4	1.775	6	3887.16	0.130	\$ 495.00	\$ 268.21
CAMIONES 2 EJES	22	1.775	4	2591.44	0.086	\$ 495.00	\$ 928.09
CAMIONES 3 EJES	16	1.775	4	2591.44	0.086	\$ 495.00	\$ 689.68
VOLQUETAS 2 EJES	3	1.775	2	1295.72	0.043	\$ 495.00	\$ 59.60
TANQUEROS 2 EJES	2	1.775	2	1295.72	0.043	\$ 495.00	\$ 46.83
MAQUINARIA AGRICOLA	7	1.775	2	1295.72	0.043	\$ 495.00	\$ 144.75
CONSUMO DE COMBUSTIBLE ANUAL CON LA EJECUCION DEL PROYECTO (B)							\$ 3,323.80
AHORRO DEL CONSUMO DE COMBUSTIBLE ANUAL (A-B)							\$ 7.43

Elaborado por: Autor.

Transporte Productos. El costo se fija en relación al número de veces que los pobladores sacan sus productos a la feria que es de 2 veces semanales, actualmente los precios del transporte por la situación de la vía es de \$20,00 y con la mejora de la vía probablemente su costo sea de \$15.00

Tabla 109. Cálculo Beneficio Valorado Transporte de los Productos al año.

TIPO DE VEHICULO	TPDA vehículo	VIA (Km)	N° DE VIAJES EN LA SEMANA	COSTO DE CADA FLETE	COSTO DE CADA FLETE SEMANAL	COSTO TOTAL DE FLETES ANUALES
CAMIONES 2 EJES	22	1.779	2	20.000	\$ 40.00	\$ 41,674.23
CAMIONES 3 EJES	16	1.779	2	20.000	\$ 40.00	\$ 30,968.92
CONSUMO DE COMBUSTIBLE ANUAL SIN EJECUCION DEL PROYECTO (A)						\$ 72,643.15
TIPO DE VEHICULO	TPDA vehículo	VIA (Km)	N° DE VIAJES EN LA SEMANA	COSTO DE CADA FLETE	COSTO DE CADA FLETE SEMANAL	COSTO TOTAL DE FLETES ANUALES
CAMIONES 2 EJES	22	1.775	2	15.000	\$ 30.00	\$ 31,255.67
CAMIONES 3 EJES	16	1.775	2	15.000	\$ 30.00	\$ 23,226.69
CONSUMO DE COMBUSTIBLE ANUAL CON LA EJECUCION DEL PROYECTO (B)						\$ 54,482.36
AHORRO DEL CONSUMO DE COMBUSTIBLE ANUAL (A-B)						\$ 18,160.79

Elaborado por: Autor.

10.5. Evaluación económica financiera.

10.5.1. Mantenimiento vial.

El mantenimiento debe ser proporcionado a la vía de manera oportuna. Comprende las actividades encaminadas a mantener el pavimento, taludes, drenaje y todos los demás elementos que se encuentran en las márgenes de la carretera, en una condición lo más aproximado posible a su condición inicial.

Se incluyen pequeñas reparaciones y mejoras para eliminar la causa de las fallas, y así evitar la repetición excesiva de los esfuerzos de mantenimiento. Para facilitar la gestión y las operaciones, el mantenimiento vial se puede dividir en rutinario, periódico y urgente.

Tabla 110. Cronograma y costos por mantenimiento vial

Costos por mantenimiento vial en el 1er año de operación						
Nro	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	Nº VECES	TOTAL
1	LIMPIEZA DE ALCANTARILLAS A MANO	m3	40.00	18.78	1.00	751.20
2	LIMPIEZA DE CUNETAS Y ENCAUZAMIENTOS A MANO	m3	220.00	5.42	1.00	1,192.40
		TOTAL:				1,943.60
Costos por mantenimiento vial desde el 2do hasta el 5to año de operación						
Nro	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	Nº VECES	TOTAL
1	TRATAMIENTO BITUMINOSO SUPERFICIAL TIPO 2C	m2	1,500.00	3.03	1.00	4,545.00
2	LIMPIEZA DE ALCANTARILLAS A MANO	m3	40.00	18.78	2.00	1,502.40
3	LIMPIEZA DE CUNETAS Y ENCAUZAMIENTOS A MANO	m3	220.00	5.42	2.00	2,384.80
		TOTAL:				8,432.20
Costos por mantenimiento vial desde el 6to hasta el 9no año de operación						
Nro	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	Nº VECES	TOTAL
1	TRATAMIENTO BITUMINOSO SUPERFICIAL TIPO 2C	m2	1,500.00	3.03	1.00	4,545.00
2	BACHEO ASFÁLTICO EN CALIENTE	m3	600.00	131.99	1.00	79,194.00
3	LIMPIEZA DE ALCANTARILLAS A MANO	m3	40.00	18.78	3.00	2,253.60
4	LIMPIEZA DE CUNETAS Y ENCAUZAMIENTOS A MANO	m3	220.00	5.42	3.00	3,577.20
		TOTAL:				89,569.80
Costos por mantenimiento vial en el 10mo año de operación						
Nro	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	Nº VECES	TOTAL
1	FRESADO DE PAVIMENTO ASFÁLTICO	m3	600.00	8.13	1.00	4,878.00
2	CARPETA ASFALTICA 03"	m2	6,300.00	10.28	1.00	64,764.00
3	LIMPIEZA DE ALCANTARILLAS A MANO	m3	40.00	18.78	1.00	751.20
4	LIMPIEZA DE CUNETAS Y ENCAUZAMIENTOS A MANO	m3	220.00	5.42	1.00	1,192.40
		TOTAL:				71,585.60

Elaborado por: Autor.

El costo total por mantenimiento vial del 1er al 20mo año de operación será, de

143 171.20 usd

10.5.2. Valor Actual Neto (VAN).

Se utiliza para la valoración de distintas opciones de inversión. Ya que calculando el VAN de distintas inversiones vamos a conocer con cuál de ellas vamos a obtener una mayor ganancia, además sirve para generar dos tipos de decisiones: en primer lugar, ver si las inversiones son efectúales y en segundo lugar, ver qué inversión es mejor que otra en términos absolutos. Los criterios de decisión van a ser los siguientes:

- **VAN > 0:** el valor actualizado del cobro y pagos futuros de la inversión, a la tasa de descuento elegida generará beneficios.
- **VAN = 0:** el proyecto de inversión no generará ni beneficios ni pérdidas, siendo su realización, en principio, indiferente.
- **VAN < 0:** el proyecto de inversión generará pérdidas, por lo que deberá ser rechazado.

La fórmula que se emplea para determinar su valor es:

$$V.A.N = \sum_{t=1}^n \frac{V_t}{(1+k)^t} - l_o$$

Dónde:

V_t = Representa los flujos de caja en cada periodo t .

l_o = Es el valor del desembolso inicial de la inversión.

n = Es el número de periodos considerado.

k = Es el de interés

10.5.3. Tasa Interna de Retorno (TIR).

Es una medida utilizada en la evaluación de proyectos de inversión que está muy relacionada con el Valor Actualizado Neto (VAN), el TIR nos da una medida relativa de la rentabilidad, es decir, va a venir expresada en tanto por ciento.

El criterio de selección será el siguiente donde “ k ” es la tasa de descuento de flujos elegida para el cálculo del VAN:

- Si $TIR > k$, el proyecto de inversión será aceptado. En este caso, la tasa de rendimiento interno que obtenemos es superior a la tasa mínima de rentabilidad exigida a la inversión.
- Si $TIR = k$, estaríamos en una situación similar a la que se producía cuando el VAN era igual a cero. En esta situación, la inversión podrá llevarse a cabo si mejora la posición competitiva de la empresa y no hay alternativas más favorables.
- Si $TIR < k$, el proyecto debe rechazarse. No se alcanza la rentabilidad mínima que le pedimos a la inversión.

$$TIR = R + (R_2 - R_1) * \frac{VAN_+}{VAN_+ - VAN_-}$$

Dónde:

R = Tasa inicial de descuento.

R1 = Tasa de descuento que origina el VAN (+)

R2 = Tasa de descuento que origina el VAN (-)

VAN (+) = Valor Actual Neto positivo.

VAN (-) = Valor Actual Neto negativo.

10.5.4. Beneficio / Costo (B/C).

Se utiliza para evaluar un proyecto o propuesta, este análisis tiene como objetivo

fundamental proporcionar una medida de rentabilidad al proyecto, mediante la comparación de los costos previstos con los beneficios esperados en la realización del mismo. En la relación de beneficio/costo, se establecen por separado los valores actuales

de los ingresos y los egresos, luego se divide la suma de los valores actuales de los costos e ingresos.

Para una conclusión acerca de la viabilidad de un proyecto, bajo este enfoque, se debe tener en cuenta la comparación de la relación B/C hallada en comparación con 1, así tenemos lo siguiente:

- **B/C > 1** indica que los beneficios superan los costes, por consiguiente, el proyecto debe ser considerado.
- **B/C=1** Aquí no hay ganancias, pues los beneficios son iguales a los costes.
- **B/C < 1**, muestra que los costes son mayores que los beneficios, no se debe considerar.

La fórmula que se emplea para determinar su valor es:

$$RBC = \frac{VAN_{Ingresos\ Brutos}}{VAN_{Costos/gastos\ brutos}}$$

Dónde:

VAN Ingresos Brutos = Valor actual neto de los ingresos /Beneficios

VAN Costos/gastos brutos = Valor actual neto de los costos/gastos

Los parámetros VAN, TIR y Beneficio costo se determinará por medio de la siguiente
tala del flujo de caja.

Tabla 111. Flujo de caja

AÑOS	INGRESOS	EGRESOS	B-C	VAN	FACTOR	FNE ACTUAL DE INGRESOS	FNE ACTUAL DE GASTOS
	©	(B)					
0	Inversion	829579.3	-829579.3	0.00	1.000		829579.30
1	18868.94	1943.6	-16925.34	-844691.21	0.880	16604.67	1710.37
2	19568.61	8432.2	-11136.41	-838457.18	0.780	15263.51	6577.12
3	20315.02	8432.2	-11882.82	-838037.25	0.690	14017.36	5818.22
4	21091.99	8432.2	-12659.79	-837624.82	0.610	12866.11	5143.64
5	19466.47	8432.2	-11034.27	-835840.44	0.540	10511.89	4553.39
6	22742.90	89569.8	66826.90	-795722.71	0.480	10916.59	42993.50
7	23619.62	89569.8	65950.18	-799746.79	0.430	10156.44	38515.01
8	24532.48	89569.8	65037.32	-803311.82	0.370	9077.02	33140.83
9	20108.70	89569.8	69461.10	-804530.93	0.340	6836.96	30453.73
10	26472.87	71585.6	45112.73	-815054.21	0.300	7941.86	21475.68
11	27503.70	1943.6	-25560.10	-836927.22	0.260	7150.96	505.34
12	28577.28	8432.2	-20145.08	-834750.04	0.230	6572.77	1939.41
13	20799.66	8432.2	-12367.46	-832413.60	0.210	4367.93	1770.76
14	30860.12	8432.2	-22427.92	-834168.50	0.180	5554.82	1517.80
15	32073.30	8432.2	-23641.10	-833898.44	0.160	5131.73	1349.15
16	33337.09	89569.8	56232.71	-820406.53	0.140	4667.19	12539.77
17	21543.76	89569.8	68026.04	-819671.69	0.130	2800.69	11644.07
18	36025.27	89569.8	53544.53	-822616.39	0.110	3962.78	9852.68
19	37454.34	89569.8	52115.46	-823528.34	0.100	3745.43	8956.98
20	38943.32	71585.6	32642.28	-826195.38	0.088	3427.01	6299.53
	VALOR ACTUAL NETO VAN					161573.7416	1076336.277
	BENEFICIO COSTO					0.150	

Elaborado por: Autor.

Capítulo 11

11. Conclusiones y recomendaciones

11.1. Conclusiones.

- El presupuesto de la vía en estructura de pavimento flexible tendrá un costo de 829,579.3 dólares, este valor es sin el mantenimiento vehicular, costo de operación y producción.
- En el diseño de la estructura del pavimento flexible se obtuvo los siguientes resultados: El mejoramiento en las cajoneras que servirán para la ampliación de la vía (espesor=30cm), sub-base clase III (espesor=15cm), base clase IV (espesor=15cm) y una carpeta asfáltica (espesor=7,5cm), toda estructura de la vía se diseñó por el método AASHTO 93.
- Por medio del conteo manual diario clasificado de los vehículos, se determinó un $TPDA_d = 527$ vehículos, lo que determinó mediante las Normas de Diseño Geométrico vigentes (MOP 2003), que clasifica a la vía como Colectora clase III.
- La mina Mulaló San Ramón cuenta con la certificación N° ARCOM-R-CR-2014-0527 otorgada por la Agencia de Regulación de Control minero, además los materiales que proporciona la mina son aptos para conformar la estructura vial, por lo que estas cumplen con las especificaciones MOP-001-F 2001.
- El estudio de suelos provisto por el GAD de la parroquia Antonio José Holguín indica que la sub-rasante es (A-2-4) conformado por arenas limosas o mezclas de

arena y limo, con partículas que varían desde 2mm a los 0.05mm de diámetro, además la sub rasante tiene un valor del CBR de 5.66%.

- La comparación de la relación B/C da un valor de 0.15 esto muestra que los costes son mayores que los beneficios, por tal motivo el proyecto debe rechazarse, debido a que no alcanza la rentabilidad mínima que le pedimos a la inversión

11.2. Recomendaciones.

- El valor del CBR es de 5.66%, para sub-rasantes con valores de $CBR < 6\%$, la normativa MOP en la sección 402 recomienda reemplazar este material con un material granular de mejores características, esto se conoce como estabilización granulométrica.
- Se recomienda asignar los trabajos de mantenimiento al Gad parroquial ya que este puede organizar mingas con los moradores de los sectores de influencia de las carreteras y así disminuir significativamente los costos de mantenimiento vial.
- En la etapa de construcción, se recomienda verificar que todos los materiales a ser empleados en la realización del proyecto cumplan con las especificaciones técnicas, mediante ensayos de laboratorio tanto de granulometría, densidad, contenido de humedad y plasticidad para lo que se refiere a materiales granulares, ensayos de compresión a hormigones y Marshall a pavimentos asfálticos.

- Para la construcción del proyecto se recomienda realizarlo en los meses de menores precipitaciones agosto, junio, julio y septiembre para un adecuado rendimiento de ejecución de la obra.
- Antes de la ejecución del proyecto se debe ubicar los BMS los mismos que se encuentran detallados en los planos de la implantación, estos facilitaran con el replanteo y nivelación del terreno.

REFERENCIAS

- 93 AASHTO. (1998). *AASHTO 93 Desing Procedures For New Pavements*. San Juan: AEDRA.
- Campos, A. (1998). *Procesos del ciclo hidrológico*. Mexico: S.L.P.
- Cañas, C. (2014). *Evaluacion Ambiental*. Madrid: Universidad Nacional de Eduación a Distancia .
- Cárdenas Grisales, J. (2013). *Diseño geometrico de carrteras*. Bogotá: ECOE.
- Chow, V. T. (1994). *Hidrología aplicada*. Bogotá: McGRA W-HILL INTERAMERICANA, S.A.
- Consultores, A. (2015). *Estudios de Evaluación, Factibilidad y Diseños Definitivos del Sistema Regional de Agua Potable Esmeraldas*. Esmeraldas.
- Cotopaxi, G. A. (2015). *Actualización del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial Cotopaxi 2025*. Latacunga: MR.
- Das, B. M. (2001). *Fundamentos de ingenieria geotécnica* . Sacramento: Cengage Learning Latin Am.
- Espinoza, G. (2001). *Fundamentos de Evaluación de Impacto Ambienta*. Santiago: BID.
- (2011). *Estudio de impacto ambiental y plan de manejo*. Gualaceo.
- Gutiérrez Caiza, C. (2014). *Hidrología básica y aplicada*. Quito: ABYA YALA.
- Heredia E, M. E. (2015). *Actualización del plan de desarrollo y ordenamiento territorial*. Antonio José Holguín.
- Higuera Sandoval, C. H. (2010). *Nociones sobre métodos de diseño de estructuras de pavimentos de carreteras*. Boyacá: UTPC.
- INAMHI. (2001). *Anuario Meteorologico*. Quito: Gestión de desarrollo informático.
- INAMHI. (2015). *Determinación de Ecuaciones para el Cálculo de Intensidades*

Máximas de Precipitación, Actualización del estudio de lluvias intensas.

Quito: INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA.

INEN Señalización vial parte 1. (2011). *Señalización vertical* . Quito: Instituto ecuatoriano de normalización .

INEN Señalización vial parte 2. (2011). *Señalización horizontal*. Quito: Instituto ecuatoriano de normalización .

James, C. G. (2002). *Diseño Geométrico de Carreteras*. Bogota: ECOE Ediciones.

Keller, G., & Sherar, J. (2004). *Ingeniería de caminos rurales*. California: Virginia Tech.

Lemos, R. (2000). *Drenaje vial superficial y subterráneo*. Cauca: Departamento de Hidráulica .

Ministerio de transporte y obras publicas. (2003). *Manual de Diseño de Carreteras*. Quito: McCarthy.

Monsalve Escobar, L. M. (2012). *Diseño de pavimento flexible y rígido*. Armenia: Universidad del Quindío.

Monsalve S, G. (1999). *Hidrología en la ingeniería* . Bogota: Escuela colombiana de ingeniería .

Montejo Foncesa , A. (2008). *Ingeniería de pavimentos Fundamentos, estudios básicos y diseño* . Bogotá: Panamericana formas.

MOP NEVI 12 volumen 3. (2013). *Especificaciones generales para construcción de caminos y puentes*. (Vol. volumen 3). Quito: Subsecretaría de infraestructura del transporte.

MOP NEVI 12 volumen 5. (2013). *Procedimientos de operación y seguridad vial* (Vol. volumen 5). Quito: Subsecretaría de infraestructura del transporte.

MOP NEVI-12 Libro 2A. (2013). *Norma para estudios y diseños viales* (Vol. 2

- Libro A). Quito: Subsecretaría de infraestructura del transporte.
- MOP NEVI-12 Libro B. (2013). *Norma para estudios y diseños viales* (Vol. 2 Libro B). Quito: Subsecretaría de infraestructura del transporte .
- Morales Sosa, H. A. (2006). *Ingeniería vial I*. Santo Domingo: Búho.
- Morales, M. (2011). *Guía de manejo de escombros y otros residuos de la construcción*. San José: Impresiones Unicornio.
- Moreno Armijos, G. J. (2014). *Cálculo de los factores de mayoración del tráfico promedio diario anual (tpda) partiendo de la información estadística del tramo de la carretera del grupo n 2: Alóag-Latacunga-Ambato-Riobamba concesionado a panavial y a mediciones de tráfico en estaciones*. Sangolquí-Ecuador: Escuela Politécnica del Ejército.
- Posso Prado, H. A. (2009). *Manual de drenaje para carreteras*. Bogota: Instituto nacional de vías.
- publicas, M. d. (2002). *Especificaciones generales para la construccion de caminos y puentes*. Quito.
- Publicas, M. d. (2003). *Normas de diseño geometrico de carreteras* . Quito: MOP.
- Rico Rodríguez, A. (1995). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres*. Mexico: LIMUSA.
- Salcedo, D. (2014). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial*. Salcedo: DIRP Salcedo.
- Salgado N, A. (1989). *Caminos en el Ecuador Estudio y Diseño*. Quito: Universitaria.
- Vásquez Varela, L. R. (2000, octubre). *Cálculo del número estructural AASHTO 1993*. Manizales, Colombia.
- Villón Béjar, M. (2012). *Hcanales 3.1*. Cartago-Costa Rica: MaxSoft.

